ONTWERP EN UITVOERING STUW TE BRADDOCK

AFSTUDEERRAPPORT

voor de

TECHNISCHE UNIVERSITEIT DELFT
FACULTEIT DER CIVIELE TECHNIEK EN GEOWETENSCHAPPEN
SECTIE WATERBOUWKUNDE

student
PAUL RAVENSTIJN
9681334

begeleiding TU Delft
PROF.DRS.IR. J.K. VRIJLING
PROF.IR. CH.J. VOS (†)
IR. J. VAN DUIVENDIJK
ING. A.P. VAN DER MAREL

begeleiding DMC
IR. CH.J.A. HAKKAART

DICK RAVENSTIJN

* Medemblik, 18-03-1951
† Hoorn, 18-05-2000

Papa, deze is voor jou

Mama, bedankt voor de vele kansen die je me hebt gegeven.

Zonder het luisterend oor en nooit aflatende steun gedurende de afgelopen tijd van vallen en opstaan van Geert van den Belt, Wytse Dijkstra, Edo Hoekstra, Taco van Iersel, Rogier Janssen, Dolf Langerak, Yigal Oosterink, Erik Ravenstijn, Jan Ravenstijn jr., Jo Schouten-Bruin, Hilde Schreur, Mariska Toxopeus, Ranne de Waart en Michiel van der Wijst zou dit afstudeerrapport nooit tot stand zijn gekomen.

Verdere dank gaat uit naar mijn teamgenoten van Steaua Stars Lazio en Taurus 2 voor de vele mooie wedstrijden op het voetbalveld; de medewerkers en mede-afstudeerstudenten van Delta Marine Consultants bv. voor de gesprekken over van alles; de medewerkers van de sectie Waterbouwkunde; vrienden, kennissen en studiegenoten uit Hoorn en Delft voor het medeleven; Ivo Feitsma voor het inhoudelijk corrigeren van mijn rapport; Janine Wijkamp voor het samen runnen van de lijst; Henk Jager; de mensen uit Soest; de mensen van het Studentenpastoraat en overige familieleden.

VOORWOORD

Dit rapport is tot stand gekomen in het kader van mijn afstuderen aan de Faculteit der Civiele Techniek en Geowetenschappen van de Technische Universiteit Delft. Mijn afstuderen betreft een studie naar het ontwerp en de uitvoering van de nieuwe stuw 2 te Braddock (Pennsylvania, Verenigde Staten). De studie is tot stand gekomen in samenwerking met Delta Marine Consultants bv.

Graag wil ik mijn afstudeercommissie bestaande uit prof.drs.ir. J.K. Vrijling, wijlen prof.ir. Ch.J. Vos, ir. J. van Duivendijk, ing. A.P. van der Marel en ir. Ch.J.A. Hakkaart bedanken voor hun begeleiding tijdens mijn afstuderen.

Paul Ravenstijn
Delft, oktober 2001

INHOUDSOPGAVE

Voorwoord iv

Figurenlijst vii

Tabellenlijst x

Symbolenlijst xii

Begrippen- en Afkortingenlijst xv

Samenvatting xvi

1. Inleiding 1-1

2. Probleemanalyse 2-2

2.1 Probleembeschrijving 2-2
2.1.1 Ingrepen Monongahela River 2-2
2.1.2 Ontwerp USACE (Stuwcomplex 2) 2-3
2.2 Probleemdefinitie 2-13
2.2.1 Probleemstelling 2-13
2.2.2 Ontwerpaanpak 2-13
2.2.3 Programma van Eisen en Gegevens 2-14

3. Concept Ontwerp 3-23

3.1 Externe Afmetingen 3-23
3.2 Constructieve Systemen 3-25
3.2.1 Concepten 3-25
3.2.2 Profiel van Vrije Ruimte 3-26
3.2.3 Onderbouw 3-29
3.2.4 Fundering 3-30
3.2.5 Externe Stabiliteit 3-32
3.2.6 Keuze 3-35
3.3 Uitvoeringsmethode 3-36
3.3.1 Afzinkmethode 3-36
3.3.2 Transportmethode 3-38
3.3.3 Eigen Gewicht 3-42
3.3.4 Transport- en Afzinkvenster 3-45
3.3.5 Keuze 3-47

4. Voorlopig Ontwerp 4-48

4.1 Aansluitingen 4-48
4.1.1 Onderstuk – Rivierbodem 4-48
4.1.2 Onderstuk – Onderstuk 4-50
4.1.3 Bovenstuk – Onderstuk 4-51
4.2 Uitvoeringsmethode 4-52
4.2.1 Uitvoeringsfasen 4-52
4.2.2 Belastinggevallen Uitvoeringsfasen 4-65
4.3 Constructief Ontwerp 4-71
4.3.1 Bovenstuk 4-71
4.3.2 Onderstuk 4-72
4.4 Uitvoeringsplanning 4-82
4.4.1 Planning DMC 4-82
4.4.2 Planning Afstudeerproject 4-82

5. Conclusies en Aanbevelingen **5-89**

5.1 Conclusies 5-89
5.1.1 Vergelijking USACE / DMC – Afstudeerproject 5-89
5.1.2 Conclusies 5-91
5.2 Aanbevelingen 5-91

Literatuurlijst **93**

Bijlagen

Bijlage I Literatuuronderzoek
Bijlage II Tekeningen USACE
Bijlage III Tekeningen huidige Stuw 2
Bijlage IV Aanbieding Joint Venture
Bijlage V Ruimtelijk Functioneel Ontwerp USACE
Bijlage VI Standard Penetration Test
Bijlage VII Rotsclassificatie
Bijlage VIII Monongahela River
Bijlage IX Handberekening "Transport per Spoor"
Bijlage X Handberekening "Transport over Weg"
Bijlage XI Hefcapaciteit
Bijlage XII VSL Voorspansysteem met Strengen
Bijlage XIII Handberekening "Constructie-Elementen"
Bijlage XIV Handberekening "Onder- en Achterloopsheid"
Bijlage XV EXCEL-Spreadsheet "Externe Stabiliteit"
Bijlage XVI Eigen Gewicht Bovenbouw en Schotten
Bijlage XVII Handberekening "Gedeeltelijk Afzinken"
Bijlage XVIII EXCEL-Spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel"
Bijlage XIX EXCEL-Spreadsheet "Plaatconfiguratie"
Bijlage XX Handberekening "Transportpontons"
Bijlage XXI Handberekening "Bodembescherming"
Bijlage XXII Handberekening "Aansluiting Bovenstuk – Onderstuk"
Bijlage XXIII Handberekening "Statische Drijfstabiliteit"
Bijlage XXIV Handberekening "Dimensionering"
Bijlage XXV Handberekening "Transport"
Bijlage XXVI Handberekening "Grind"
Bijlage XXVII Handberekening "Ondermortelen"
Bijlage XXVIII Handberekening "Aanbrengen Ballastbeton"
Bijlage XXIX Artikel Transport eerste Constructie-Element USACE
Artikel Ben Gerwick Inc.

FIGURENLIJST

Samenvatting

Figuur 1:	Ontwerp USACE	xvi
Figuur 2:	Constructief Systeem van U-Vormen	xvi
Figuur 3:	Aangepast Constructief Systeem van U-vormen	xvii
Figuur 4:	Bovenstuk	xvii
Figuur 5:	Onderstuk	xvii

Hoofdstuk 2 (Probleemanalyse)

Figuur 2-1:	Ingrepen Monongahela River	2-2
Figuur 2-2:	Systeem	2-3
Figuur 2-3:	Functioneel Ontwerp	2-4
Figuur 2-4:	Externe Afmetingen USACE	2-5
Figuur 2-5:	Volledig Stuwen	2-5
Figuur 2-6:	Gedeeltelijk Stuwen	2-6
Figuur 2-7:	Open Rivier	2-6
Figuur 2-8:	Extreem grote Afvoer	2-6
Figuur 2-9:	Planning DMC	2-11
Figuur 2-10:	Kostenverdeling Project	2-12
Figuur 2-11:	Kostenverdeling Bouw nieuwe Stuw 2	2-12
Figuur 2-12:	Onderhoud	2-15
Figuur 2-13:	Bodemligging	2-15
Figuur 2-14:	Ondergrond	2-17
Figuur 2-15:	Profiel van vrije Doorvaart	2-19
Figuur 2-16:	Toleranties	2-19

Hoofdstuk 3 (Concept Ontwerp)

Figuur 3-1:	Externe Afmetingen USACE	3-23
Figuur 3-2:	Aangepaste externe Afmetingen	3-24
Figuur 3-3:	Externe Afmetingen Concept A (Constructie-Elementen tot Zandlaag)	3-25
Figuur 3-4:	Externe Afmetingen Concept A (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)	3-25
Figuur 3-5:	Externe Afmetingen Concept B (Constructie-Elementen tot Zandlaag)	3-25
Figuur 3-6:	Externe Afmetingen Concept B (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)	3-26
Figuur 3-7:	Mogelijke Transportrichtingen	3-27
Figuur 3-8:	Transport door Scheepvaartsluis	3-27
Figuur 3-9:	Opdeling Concept (Constructie-Elementen tot Zandlaag)	3-28
Figuur 3-10:	Opdeling Concept A (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)	3-28
Figuur 3-11:	Opdeling Concept B (Constructie-Elementen tot Zandlaag)	3-29
Figuur 3-12:	Opdeling Concept B (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)	3-29
Figuur 3-13:	Concept A – Systeem I	3-29
Figuur 3-14:	Concept A - Systeem II	3-29
Figuur 3-15:	Concept B - Systeem III	3-30
Figuur 3-16:	Bodemplaat, Folie of Kleilaag	3-30
Figuur 3-17:	Eén Damwand	3-31
Figuur 3-18:	Twee Damwanden	3-31
Figuur 3-19:	Filter	3-32
Figuur 3-20:	Verlagen Funderingdiepte	3-33
Figuur 3-21:	Ongelijke Zettingen Systeem I	3-34
Figuur 3-22:	Aanpassing constructieve Vormgeving Pijler	3-34
Figuur 3-23:	Verbreding Pijlervoeten	3-34
Figuur 3-24:	Ongelijke Zettingen Systeem II	3-35
Figuur 3-25:	Ongelijke Zettingen Systeem III	3-35
Figuur 3-26:	Gedeeltelijk Afzinken	3-36
Figuur 3-27:	Volledige Afsluiting	3-36
Figuur 3-28:	Gedeeltelijke Afsluiting	3-37

Figuur 3-29:	Afzinkvolgorde	3-37
Figuur 3-30:	Bovenstuk na Uitkleden	3-38
Figuur 3-31:	Onderstuk na Uitkleden	3-38
Figuur 3-32:	Laybarge I – Transport	3-39
Figuur 3-33:	Laybarge I – Afzinken	3-39
Figuur 3-34:	Laybarge II – Transport	3-40
Figuur 3-35:	Laybarge II – Afzinken	3-40
Figuur 3-36:	Nokken I – Verankering	3-40
Figuur 3-37:	Nokken I – Voorspanning	3-41
Figuur 3-38:	Nokken II – Verankering	3-41
Figuur 3-39:	Nokken II – Voorspanning	3-41
Figuur 3-40:	Transportponton	3-42
Figuur 3-41:	Plaatconfiguratie Bovenstukken	3-43
Figuur 3-42:	Plaatconfiguratie Onderstukken	3-44
Figuur 3-43:	Transport- en Afzinkvenster	3-45

Hoofdstuk 4 (Voorlopig Ontwerp)

Figuur 4-1:	Lay-out Grindribben	4-48
Figuur 4-2:	Aangepaste Lay-out Grindribben	4-48
Figuur 4-3:	Grindribben als Bodembescherming in Uitvoeringsfasen	4-49
Figuur 4-4:	Ondermortelen	4-49
Figuur 4-5:	Mortelfront	4-50
Figuur 4-6:	Piping	4-50
Figuur 4-7:	Aansluiting Onderstuk – Onderstuk	4-51
Figuur 4-8:	Aansluiting Bovenstuk – Onderstuk	4-51
Figuur 4-9:	Plaatsing Constructie-Elementen op Dokvloer	4-52
Figuur 4-10:	Fase 1 (Vloer Onderstukken)	4-53
Figuur 4-11:	Fase 2 (Bovenstukken)	4-53
Figuur 4-12:	Fase 3 (Wanden Onderstukken)	4-54
Figuur 4-13:	Fase 4 (Afbouw)	4-54
Figuur 4-14:	Bouwdok	4-55
Figuur 4-15:	Fase 5 t/m 7 (Vollopen Bouwdok)	4-55
Figuur 4-16:	Fase 8 (Doorsteken Dijk)	4-55
Figuur 4-17:	Wegslepen Bovenstukken	4-56
Figuur 4-18:	Fase 9 (Plaatsen Schotten Onderstukken)	4-56
Figuur 4-19:	Fase 11 (Opdrijven Onderstukken (Opgedreven))	4-57
Figuur 4-20:	Wegslepen Onderstukken	4-57
Figuur 4-21:	Fase 12 (Transport)	4-57
Figuur 4-22:	Fundering	4-58
Figuur 4-23:	Fase 13 (Positioneren I (Onderstuk))	4-59
Figuur 4-24:	Fase 13 (Positioneren II (Onderstuk))	4-59
Figuur 4-25:	Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))	4-60
Figuur 4-26:	Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)	4-60
Figuur 4-27:	Fase 16 (Ondermortelen)	4-61
Figuur 4-28:	Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))	4-61
Figuur 4-29:	Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))	4-62
Figuur 4-30:	Fase 19 (Positioneren (Bovenstuk))	4-62
Figuur 4-31:	Fase 20 (Afzinken (Bovenstuk))	4-63
Figuur 4-32:	Fase 22 (Aanbrengen Ballastbeton (Bovenstuk))	4-63
Figuur 4-33:	Pijlers en Segmentschuiven	4-64
Figuur 4-34:	Nooddrempel	4-64
Figuur 4-35:	Fase 5 en 6: Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken)	4-65
Figuur 4-36:	Fase 7: Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven)	4-65
Figuur 4-37:	Fase 10: Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven)	4-65
Figuur 4-38:	Fase 11: Opdrijven Onderstukken (Opgedreven)	4-66
Figuur 4-39:	Situatie tijdens Afzinken Onderstuk Deel 3	4-66
Figuur 4-40:	Situatie tijdens Afzinken Onderstuk Deel 6	4-67
Figuur 4-41:	Fase 14: Afzinken (Onderstuk)	4-67
Figuur 4-42:	Fase 15: Ballasten tot Veiligheid	4-67

Figuur 4-43:	Fase 16: Ondermortelen	4-68
Figuur 4-44:	Fase 17: Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk)	4-68
Figuur 4-45:	Fase 18: Verwijderen Schotten (Onderstuk)	4-68
Figuur 4-46:	Fase 19: Positioneren (Bovenstuk)	4-69
Figuur 4-47:	Fase 20: Afzinken (Bovenstuk)	4-69
Figuur 4-48:	Fase 21: Aansluiting Bovenstuk – Onderstuk (Aanbrengen Afschuifpennen)	4-69
Figuur 4-49:	Fase 22: Aanbrengen Ballastbeton (Bovenstuk)	4-70
Figuur 4-50:	Fase 23: Verwijderen Schotten (Bovenstuk)	4-70
Figuur 4-51:	Platen Bovenstuk	4-71
Figuur 4-52:	Volledig Ondersteund – U-ligger	4-72
Figuur 4-53:	Drijvend – U-ligger	4-72
Figuur 4-54:	Rustend op Grindribben - U-ligger	4-73
Figuur 4-55:	Schematisatie Wanden	4-74
Figuur 4-56:	Volledig Ondersteund – Vloer	4-74
Figuur 4-57:	Drijvend – Vloer	4-75
Figuur 4-58:	Rustend op Grindribben – Vloer	4-75
Figuur 4-59:	Platen Onderstuk	4-75
Figuur 4-60:	Vouten	4-76
Figuur 4-61:	Spanningsverdeling U-ligger	4-76
Figuur 4-62:	Voorspanstrengen U-Ligger (Deel 3)	4-77
Figuur 4-63:	Voorspanstrengen U-Ligger (Deel 6)	4-77
Figuur 4-64:	Spanningsverdeling Wanden	4-78
Figuur 4-65:	Spanningsverdeling Vloer	4-78
Figuur 4-66:	Voorspanstrengen Vloer	4-79
Figuur 4-67:	Buigwapening en Voorspanstrengen Deel 6	4-81
Figuur 4-68:	Planning DMC	4-82
Figuur 4-69:	Scenario 1 (Nat Jaar)	4-86
Figuur 4-70:	Droog Jaar	4-86
Figuur 4-71:	Scenario 2 (Droog Jaar; Ondergrens verwijderd)	4-87
Figuur 4-72:	Scenario 3 (Droog Jaar; Data verwijderd)	4-87
Figuur 4-73:	Gewijzigde Planning voor nat Jaar 2000	4-88
Figuur 4-74:	Gewijzigde Planning voor droog Jaar 2000	4-88

TABELLENLIJST

Hoofdstuk 2 (Probleemanalyse)

Tabel 2-1:	Externe Afmetingen USACE	2-5
Tabel 2-2:	Verval (Kerende Toestand)	2-14
Tabel 2-3:	Verval (Geopende Toestand)	2-14
Tabel 2-4:	Verval (Onderhoud)	2-15
Tabel 2-5:	Bodemligging (Constructief Ontwerp)	2-15
Tabel 2-6:	Bodemligging (Hydraulisch Ontwerp)	2-16
Tabel 2-7:	Waterstand bij Basisafvoer	2-16
Tabel 2-8:	Sedimenttransport	2-16
Tabel 2-9:	Eigenschappen Zandlaag	2-17
Tabel 2-10:	Eigenschappen Kleisteenlaag	2-18
Tabel 2-11:	Eigenschappen Siltsteenlaag	2-18
Tabel 2-12:	Materiaaleigenschappen Beton (B45)	2-21
Tabel 2-13:	Materiaaleigenschappen Betonstaal (FeB500)	2-21
Tabel 2-14:	Materiaaleigenschappen Voorspanstaal (FeP1860)	2-22

Hoofdstuk 3 (Concept Ontwerp)

Tabel 3-1:	Externe Afmetingen USACE	3-23
Tabel 3-2:	Aangepaste externe Afmetingen	3-23
Tabel 3-3:	Externe Afmetingen Concept A (na Opdelen)	3-27
Tabel 3-4:	Externe Afmetingen Concept B (na Opdelen)	3-28
Tabel 3-5:	Externe Stabiliteit	3-33
Tabel 3-6:	Ondergrenzen Transport- en Afzinkvenster	3-38
Tabel 3-7:	Plaatconfiguratie Bovenstukken	3-43
Tabel 3-8:	Componenten Eigen Gewicht Bovenstukken	3-43
Tabel 3-9:	Plaatconfiguratie Onderstukken	3-44
Tabel 3-10:	Componenten Eigen Gewicht Onderstukken	3-44
Tabel 3-11:	Vereiste Waterdiepte Bovenstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))	3-45
Tabel 3-12:	Transport - en Afzinkvenster Bovenstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))	3-46
Tabel 3-13:	Vereiste Waterdiepte Onderstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))	3-46
Tabel 3-14:	Transport - en Afzinkvenster Onderstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))	3-46
Tabel 3-15:	Transport - en Afzinkvenster (Laybarge II, Nokken I en Nokken II)	3-47

Hoofdstuk 4 (Voorlopig Ontwerp)

Tabel 4-1:	Veiligheidsfactor Opdrijven Onderstuk	4-68
Tabel 4-2:	Buigwapening Bovenstuk	4-71
Tabel 4-3:	Schuifwapening Bovenstuk	4-71
Tabel 4-4:	Voorspanbelasting U-ligger	4-76
Tabel 4-5:	Doorsnede Voorspanstaal U-Ligger	4-76
Tabel 4-6:	Trekspanning bovenste Vezel U-ligger	4-77
Tabel 4-7:	Schuifspanningen door Wringing	4-78
Tabel 4-8:	Spanningsverdeling Wanden	4-78
Tabel 4-9:	Voorspanbelasting Vloer	4-79
Tabel 4-10:	Doorsnede Voorspanstaal Vloer (Per Compartiment)	4-79
Tabel 4-11:	Buigwapening Onderstuk	4-80
Tabel 4-12:	Schuifwapening Onderstuk	4-80
Tabel 4-13:	Buigwapening Wand	4-80
Tabel 4-14:	Schuifwapening Wand	4-80
Tabel 4-15:	Buigwapening Vloer	4-80
Tabel 4-16:	Schuifwapening Vloer	4-81
Tabel 4-17:	Buigwapening Platen Onderstuk	4-81
Tabel 4-18:	Benodigde Sleepkracht Bovenstuk Vaste Drempel	4-83
Tabel 4-19:	Transporttijd	4-83

Hoofdstuk 5 (Conclusies en Aanbevelingen)

Tabel 5-1:	Constructief Systeem	5-89
Tabel 5-2:	Constructief Ontwerp	5-89
Tabel 5-3:	Uitvoeringsmethode	5-90
Tabel 5-4:	Uitvoeringsplanning	5-90

SYMBOLENLIJST

Latijnse Symbolen

$0,9 * f_{PU}$	rekenwaarde treksterkte voorspanstaal	(Nmm^{-2})
$0,9 * f_{PU,REP}$	representatieve treksterkte voorspanstaal	(Nmm^{-2})
$A_{P,U,X}$	doorsnede van voorspanstaal in U-ligger	(mm^2)
$A_{P,V,Y}$	doorsnede van voorspanstaal in vloer	(mm^2)
A_S	doorsnede van betonstaal	(mm^2)
$B_{AFSLUITING}$	breedte afsluiting	(m)
B_{CE}	breedte constructie-element	(m)
C	cohesie	(kNm^{-2})
C'_P	primaire samendrukkingsconstante	
C'_S	secundaire samendrukkingconstante	
C_B	pipingcoëfficiënt Bligh	
C_L	pipingcoëfficiënt Lane	
D_B	diepgang bovenstuk	(m)
d_K	kielspeling	(m)
D_O	diepgang onderstuk	(m)
$d_{W,BI}$	binnenwaterstand	(m)
$d_{W,BO}$	waterdiepte bovenstrooms nieuwe stuw 2	(m)
$d_{W,BU}$	buitenwaterstand	(m)
$d_{W,O}$	waterdiepte juist benedenstrooms huidige stuw 2	(m)
$d_{W,O,BO}$	waterdiepte juist bovenstrooms huidige stuw 2	(m)
$d_{W,R}$	waterdiepte rivier	(m)
$d_{W,S}$	waterdiepte ter plaatse nieuwe stuw 2	(m)
$E'_{B,0}$	korteduur elasticiteitmodulus beton	(Nmm^{-2})
$E'_{B,\infty}$	langeduur elasticiteitmodulus beton	(Nmm^{-2})
E_S	elasticiteitsmodulus betonstaal	(Nmm^{-2})
f'_B	rekenwaarde druksterkte beton	(Nmm^{-2})
$f'_{B,REP}$	representattieve druksterkte beton	(Nmm^{-2})
$f'_{BM,0}$	gemiddelde korteduur buigdruksterkte beton	(Nmm^{-2})
$f'_{BM,\infty}$	gemiddelde langeduur buigdruksterkte beton	(Nmm^{-2})
f'_{CK}	karakteristieke kubusdruksterkte beton	(Nmm^{-2})
f_B	rekenwaarde treksterkte beton	(Nmm^{-2})
$f_{B,REP}$	representatieve treksterkte beton	(Nmm^{-2})
f_{BK}	karakteristieke kubustreksterkte beton	(Nmm^{-2})
$f_{BM,0}$	gemiddelde korteduur buigtreksterkte beton	(Nmm^{-2})
$f_{BM,\infty}$	gemiddelde langeduur buigtreksterkte beton	(Nmm^{-2})
f_P	rekenwaarde treksterkte voorspanstaal	(Nmm^{-2})
$f_{P,REP}$	representatieve treksterkte voorspanstaal	(Nmm^{-2})
$F_{PI,U,X}$	drukkracht door voorspanning op u-ligger	(kN)
$F_{PI,V,Y}$	drukkracht door voorspanning op vloer	(kN)
f_{PU}	rekenwaarde treksterkte voorspanstaal	(Nmm^{-2})
$f_{PU,REP}$	representatieve treksterkte voorspanstaal	(Nmm^{-2})
f_S	rekenwaarde treksterkte betonstaal	(Nmm^{-2})
$f_{S,REP}$	representatieve treksterkte betonstaal	(Nmm^{-2})
G_B	eigen gewicht bovenstuk	(kN)
$G_{B,M,1}$	eigen gewicht hulpmaterieel bovenstuk	(kN)
$G_{B,P}$	eigen gewicht platen bovenstuk	(kN)
$G_{B,S}$	eigen gewicht schotten bovenstuk	(kN)
G_O	eigen gewicht onderstuk	(kN)
$G_{O,M,1}$	eigen gewicht hulpmaterieel onderstuk	(kN)
$G_{O,M,2}$	eigen gewicht vouten onderstuk (schatting)	(kN)
$G_{O,P}$	eigen gewicht platen onderstuk	(kN)
$G_{O,S}$	eigen gewicht schotten onderstuk	(kN)
h	waterstand	(m)
$h_{B,BE}$	benedenstroomse bodemligging	(m + MSL)
$h_{B,BO}$	bovenstroomse bodemligging	(m + MSL)

H_{CE}	hoogte constructie-element	(m)
$h_{W,BE}$	benedenstroomse waterstand	(m + MSL)
$h_{W,BO}$	bovenstroomse waterstand	(m + MSL)
K_A	coëfficiënt voor actieve korrelspanning	
K_N	coëfficiënt voor neutrale korrelspanning	
K_P	coëfficiënt voor passieve korrelspanning	
k_Z	doorlatendheid zandlaag	(ms^{-1})
$L_{B,C,X}$	hart-op-hart afstand compartimenten in x-richting bovenstuk	(m)
$L_{B,C,Y}$	hart-op-hart afstand compartimenten in y-richting bovenstuk	(m)
$L_{B,X,1}$	externe x-afmeting bovenstuk 1	(m)
$L_{B,X,2}$	externe x-afmeting bovenstuk 2	(m)
$L_{B,Y}$	externe y-afmeting bovenstuk	(m)
$L_{B,Z}$	externe z-afmeting bovenstuk	(m)
$L_{O,BI,Y}$	externe y-afmeting binnengedeelte onderstuk	(m)
$L_{O,C,X}$	hart-op-hart afstand compartimenten in x-richting onderstuk	(m)
$L_{O,C,Y}$	hart-op-hart afstand compartimenten in y-richting onderstuk	(m)
$L_{O,C,Z}$	hart-op-hart afstand compartimenten in z-richting onderstuk	(m)
$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
$L_{O,Z}$	externe z-afmeting onderstuk	(m)
$L_{V,Z}$	externe z-afmeting vloer onderstuk	(m)
$L_{W,Y}$	externe y-afmeting wand onderstuk	(m)
$M_{PI,U,X}$	moment door voorspanning op U-ligger	(kNm)
$M_{PI,V,Y}$	moment door voorspanning op vloer	(kNm)
$n_{B,C,X}$	aantal comparimenten in x-richting bovenstuk	
$n_{B,C,Y}$	aantal compartimenten in y-richting bovenstuk	
$n_{B,C,Z}$	aantal compartimenten in z-richting bovenstuk	
$n_{O,C,X}$	aantal compartimenten in x-richting onderstuk	
$n_{O,C,Y}$	aantal compartimenten in y-richting onderstuk	
$n_{O,C,Z}$	aantal compartimenten in z-richting onderstuk	
p_{OV}	overschrijdingspercentage	(%)
Q	afvoer	(m^3s^{-1})
S	sedimenttransport	(m^3s^{-1})
t	tijd	
U_S	stroomsnelheid ter plaats nieuwe stuw 2	(ms^{-1})
x	x-coördinaat	(m)
y	y-coördinaat	(m)
z	z-coördinaat	(m)
z_U	zwaartepunt	(m)

Griekse Symbolen

$\gamma_{EG,KLEISTEENLAAG}$	volumiek gewicht kleisteenlaag	(kNm^{-3})
$\gamma_{EG,SILTSTEENLAAG}$	volumiek gewicht siltsteenlaag	(kNm^{-3})
$\gamma_{EG,ZAND,DROOG}$	volumiek gewicht zand (droog)	(kNm^{-3})
$\gamma_{EG,ZAND,NAT}$	volumiek gewicht zand (nat)	(kNm^{-3})
Δh_{MAX}	verval	(m + MSL)
ε'_{BPL}	betonstuik plastische vervorming	(‰)
ε'_{BU}	grenswaarde betonstuik	(‰)
ε_P	voorspanstaalrek	(‰)
ε_{PU}	breukrek voorspanstaal	(‰)
$\varepsilon_{S,U}$	betonstaalrek bij maximale belasting	(‰)
σ	spanning	(Nmm^{-2})
$\sigma'_{W,BI,Z}$	drukspanning binnenzijde wand	(Nmm^{-2})
σ_{FPI}	spanning ten gevolge van drukkracht door voorspanning	(Nmm^{-2})
σ_{MPI}	spanning ten gevolge van moment door voorspanning	(Nmm^{-2})
σ_N	spanning ten gevolge van normaalkracht	(Nmm^{-2})
σ_{PI}	voorspanstaalspanning direct na spannen	(Nmm^{-2})
σ_{PO}	voorspanstaalspanning tijdens spannen	(Nmm^{-2})
σ_T	spanning ten gevolge van moment	(Nmm^{-2})

$\sigma_{U,B,X}$	trekspanning bovenste vezel U-ligger	(Nmm^{-2})
$\sigma_{W,BU,Z}$	trekspanning buitenzijde wand	(Nmm^{-2})
τ_1	grenswaarde schuifspanning beton zonder schuifwapening	(Nmm^{-2})
τ_2	grenswaarde schuifspanning beton met schuifspanning	(Nmm^{-2})
$\tau_{T,V}$	vloerschuifspanning door wringing	(Nmm^{-2})
$\tau_{T,W}$	wandschuifspanning door wringing	(Nmm^{-2})
Φ	inwendige wrijvingshoek	(°)
Φ_K	kruipfactor beton	
$\omega_{0,MAX}$	maximum wapeningspercentage	(%)
$\omega_{0,MIN}$	minimum wapeningspercentage	(%)

BEGRIPPEN- EN AFKORTINGENLIJST

Begrippen

binnengedeelte	open ruimte onderstuk dat ingesloten is door de wanden en de vloer
binnenwaterstand	waterstand in de compartimenten (bovenstuk) waterstand in het binnengedeelte (onderstuk)
bovenbouw	beweegbare delen
bovengrens	percentage van de tijd waarboven transport- en afzinken niet mogelijk is
buitenwaterstand	waterstand aan de buitenzijde ten opzichte van de onderzijde van de vloer
constructie-elementen	caissons die samen de onderbouw vormen
constructief systeem	opbouw uit afzonderlijke constructie-elementen en de manier waarop deze hun belasting afdragen
constructieve vormgeving	aan de belastingafdracht aangepaste vormgeving
gedeeltelijk afsluiten	doorstroomprofiel wordt ter plaatse afgezonken constructie-element niet volledig geblokkeerd
gedeeltelijk afzinken	deel van constructie-element komt na afzinken nog boven waterlijn uit
hydraulische vormgeving	aan de waterbeweging aangepaste vormgeving
onderbouw	pijlers en drempels
ondergrens	percentage van de tijd waaronder transport- en afzinken niet mogelijk is
plaatconfiguratie	wisselwerking tussen plaatdiktes, compartimentafmetingen en het weglaten van platen
profiel van vrije doorvaart	waterdiepte, doorvaarthoogte en –breedte
ruimtelijk functioneel ontwerp	positionering componenten op projectlocatie
transport- en afzinkvenster	percentage van de tijd dat transport- en afzinken mogelijk is
uitkleden	opdelen van een constructie-element in meerdere delen
volledig afsluiten	doorstroomprofiel wordt ter plaatse afgezonken constructie-element volledig geblokkeerd
volledig afzinken	constructie-element verdwijnt tijdens afzinken volledig onder de waterlijn

Afkortingen

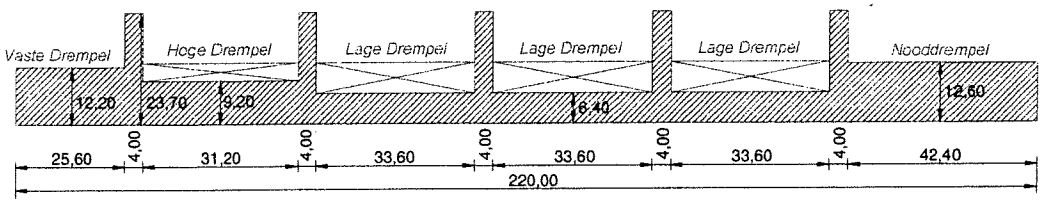
BG	bovengrens
DMC	Delta Marine Consultants bv.
MSL	mean sea level
OG	ondergrens
RMR	rock mass rating
RQD	rock quality designation
SPT	standard penetration test
USACE	United States Army Corps of Engineers
USD	United States dollars
VMA	voorspanning met aanhechting

SAMENVATTING

Probleemanalyse

Probleembeschrijving

Het United States Army Corps of Engineers (USACE) heeft in 1998 een openbare aanbesteding gehouden voor de sloop van de huidige en de bouw van de nieuwe stuw 2 in de Monongahela River (Pennsylvania, Verenigde Staten) op basis van een door henzelf vervaardigd ontwerp. De nieuwe stuw 2 bestaat in het ontwerp van het USACE uit een vaste drempel aan de rechteroever, drempels in het middengedeelte en een nooddrempel aan de linkeroever (zie Figuur 1). Het middengedeelte bestaat uit één hoge drempel en drie lage drempels. Vier segmentschuiven tussen vijf pijlers vormen de bovenbouw van de drempels in het middengedeelte.



Figuur 1: *Ontwerp USACE*

De nieuwe stuw 2 wordt in twee constructie-elementen geprefabriceerd in een bouwdok te Leetsdale, getransporteerd over de Ohio en Monongahela River en op de projectlocatie afgezonken. Het eerste constructie-element bestaat uit de vaste drempel, de hoge drempel en één lage drempel. Het tweede constructie-element bestaat uit de overige twee lage drempels. De joint venture bestaande uit Misener, Lane en Interbeton heeft een aanbieding gedaan op de openbare aanbesteding. Delta Marine Consultants bv. (DMC) hebben namens de joint venture het ontwerp van het USACE kritisch bekeken om de aanbieding te doen. De voornaamste punten van kritiek betroffen het constructief ontwerp, het afbouwen aan een steiger en het afzinken op een paalfundering van de twee constructie-elementen. In de uitvoeringsplanning van de joint venture wordt het eerste constructie-element in april 2000 en het tweede constructie-element in mei 2001 afgezonken. Het project zou 1 oktober 2002 aan de klant overgeleverd worden.

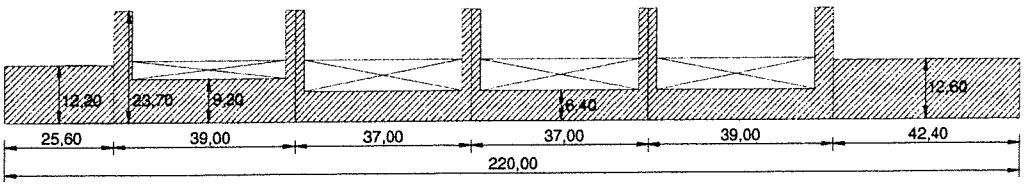
Doelstelling

Door het constructief systeem en de uitvoeringsmethode binnen de randvoorwaarden aan te passen wordt in dit afstudeerrapport getracht de door DMC gesignaleerde problemen op te lossen en de totale bouwtijd te verkorten. De randvoorwaarden voor dit afstudeerproject worden gevormd door het ruimtelijk functioneel ontwerp, de hydraulische vormgeving en het stuwprogramma van het USACE. De basisgedachte van prefabricage van het USACE wordt aangehouden.

Afstudeerproject

Constructief Systeem

Gezien de problematiek rond de paalfundering in het ontwerp van het USACE wordt er gestreefd naar een fundering op staal. Uit een brainstorm is een constructief systeem van U-vormen naar voren gekomen (zie Figuur 2).



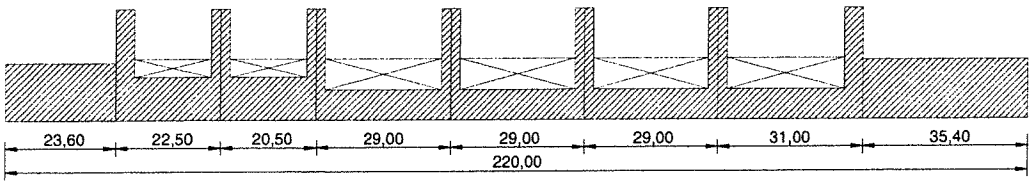
Figuur 2: *Constructief Systeem van U-Vormen*

Dit systeem voldoet, na enige constructieve aanpassingen, gevuld met ballastbeton ruim aan alle grenstoestanden voor een fundering op staal. Scheefstand door ongelijke zettingen kan worden opgevangen door de U-vormen, zodat het functioneren van de segmentschuiven mogelijk blijft. De U-

vormen worden afgezonken op grindribben. De grindribben fungeren als fundering en in de uitvoeringsfasen als bodembescherming. Door de grindribben wordt voldoende oppervlakte verkregen om het gewicht over te brengen naar de rivierbodem zonder dat de spanningen in de U-vormen en de ondergrond te hoog worden. Een 100% aansluiting tussen het funderingsvlak van de U-vormen en de grindribben wordt gerealiseerd door de holle kamers tussen de grindribben te vullen met mortel. Piping wordt voorkomen door een damwand bovenstrooms tot in de (ondoorlatende) siltsteenlaag en een korte damwand benedenstrooms. Tussen twee U-vormen worden aan de boven- en benedenstroomse zijde damwanden in sponningen geplaatst. De ruimte tussen de damwanden wordt volgegrout.

Uitvoeringsmethode

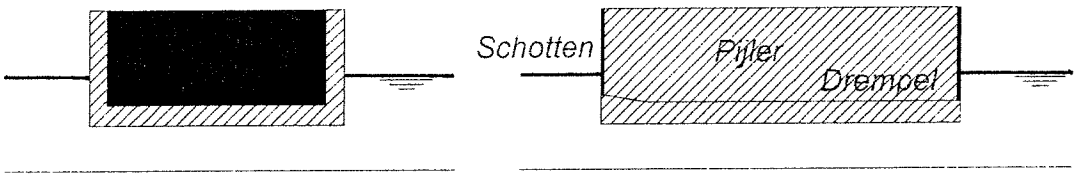
De externe afmetingen van de U-vormen worden aangepast, zodat deze tijdens transport binnen de doorvaartbreedte van de scheepvaartsluizen passen (zie Figuur 3).



Figuur 3: *Aangepast Constructief Systeem van U-vormen*

De hoogte van de pijlers is te groot om transport over de rivier mogelijk te maken. Het bovenste gedeelte van de pijlers wordt ter plaatse afgebouwd. Het drijfvermogen van de U-vormen tijdens transport en afzinken wordt vergroot door de kruin van de drempels los te maken. Zo ontstaan er trapeziumvormige bovenstukken (zie Figuur 4) en symmetrische, U-vormige onderstukken (zie Figuur 5). Beide worden drijvend gemaakt door stalen schotten te plaatsen.

Figuur 4: *Bovenstuk*



Figuur 5: *Onderstuk*

In het bouwdok te Leetsdale worden eerst de onderstukken gebouwd. De bovenstukken worden op de vloer van de onderstukken gebouwd. De bovenstukken drijven op tijdens vollopen van het bouwdok. Na opdrijven van de bovenstukken worden stalen schotten geplaatst aan beide uiteinden van de onderstukken. Het ballastwater wordt uit het binnengedeelte gepompt, zodat de onderstukken opdrijven. De constructie-elementen worden naar de projectlocatie getransporteerd met behulp van een duw- en een sleepboot. Een constructie-element wordt afgezonken door de compartimenten te vullen met ballastwater. Na afzinken wordt de waterstand in het binnengedeelte verhoogd zodat er voldoende veiligheid tegen opdrijven verkregen wordt. Na afzinken van een onderstuk worden de holle kamers tussen de grindribben en het onderstuk door een mortelpomp op een naastgelegen ponton gevuld met mortel. De compartimenten van het onderstuk worden door een betonpomp op het naastgelegen ponton gevuld met ballastbeton. De mortel en het ballastbeton worden in de betonfabriek van het bouwdok te Leetdale gemengd. Het wordt door middel van mixers naar de aanmeerplaats bovenstrooms van de projectlocatie vervoerd. De mixers worden heen en weer gevaren door ponten tussen de aanmeerplaats en het ponton op de projectlocatie. Hierna worden de stalen schotten tussen de pijlers verwijderd, zodat het huidige doorstroomprofiel van de rivier ter plaatse van de afgezonken onderstukken groot blijft. Ongewenste effecten met betrekking tot stroomsnelheden, waterstand, verval en opstuwing worden op deze wijze beperkt. De bovenstukken

worden afgezonken op de vloer van de onderstukken. De aansluiting tussen een boven- en onderstuk wordt gevormd door zes afschuifpennen. De zes afschuifpennen worden later ingestort in ballastbeton. Het ballastbeton wordt aangevoerd en aangebracht zoals hierboven beschreven voor een onderstuk. De resterende open ruimte tussen de pijlers en het bovenstuk wordt volgegrout. De pijlers worden ter plaatse afgebouwd. De segmentschuiven worden op de wal aan elkaar gelast. De segmentschuiven worden met behulp van een drijvende bok tussen de pijlers gehangen. De nooddrempel wordt ter plaatse gebouwd.

Constructief Ontwerp
Het bovenstuk wordt geschematiseerd als zijnde opgebouwd uit vierzijdig ingeklemde platen. Dwarskrachtproblemen in de buitenste platen worden opgevangen met behulp van schuifwapening. Het toepassen van vouten is niet wenselijk, aangezien het extra gewicht van de vouten bij het bovenstuk tot teveel extra diepgang zou leiden. Het onderstuk, de fundering en de wisselwerking tussen beide worden geschematiseerd. Er wordt onderscheid gemaakt tussen de globale schematisatie (systeem van liggers) en de locale schematisatie (vierzijdig ingeklemde platen). De fundering bestaande uit de dokvloer of de rivierbodem wordt als veer geschematiseerd. Dwarskrachtproblemen in de vloer worden opgevangen met behulp van vouten. Het extra gewicht van de vouten leidt bij het onderstuk niet tot teveel extra diepgang. De vloer wordt in beide richtingen voorgespannen om doorgaande, watervoerende scheuren te voorkomen.

Uitvoeringsplanning
De constructie-elementen worden niet afgebouwd aan een steiger. Vanwege het gedrag van de Monongahela River (nat of droog jaar 2000) kan het wenselijk zijn transport en afzinken niet direct na elkaar te laten plaatsvinden. De afbouwsteiger kan dan als tijdelijke afmeerplaats fungeren. In een nat jaar 2000 worden alle constructie-elementen tussen 1 mei 2000 en 31 oktober 2000 afgezonken. In een nat jaar 2000 wordt het project op 1 april 2002 overgeleverd aan de klant. In een droog jaar 2000 worden alle constructie-elementen tussen 1 mei 2000 en 1 mei 2001 afgezonken. In een droog jaar 2000 wordt het project op 1 oktober 2002 overgeleverd aan de klant.

Conclusies

Het constructieve systeem van U-vormige constructie-elementen leidt niet tot significante aanpassingen in het constructief ontwerp van het USACE. Het uitkleden van de U-vormige constructie-elementen in trapeziumvormige bovenstukken en U-vormige onderstukken leidt tot meer symmetrie (bouw en transport eenvoudiger) in de constructie-elementen. Doordat de U-vormige onderstukken binnen de scheepvaartsluizen moeten passen, neemt het aantal constructie-elementen toe tot 14. De toename van het aantal constructie-elementen leidt tot meer repetitie-effect (bouw eenvoudiger en sneller), voegen en risicovolle afzinkoperaties. Het in één dokcyclus geheel in het bouwdok afbouwen van de constructie-elementen vereist een groter bouwdok en leidt tot een toename van de diepgang tijdens transport. Uit combinatie van de diepgang met het gedrag van de Monongahela River blijkt dat de totale bouwtijd in een nat jaar 2000 met een half jaar bekort kan worden. In een droog jaar 2000 kan er geen tijdwinst geboekt worden. Het risico van afzinken op een paalfundering wordt weggenomen door de onderstukken te funderen op grindribben. Het wegnemen van het risico van afzinken op een paalfundering wordt belangrijker geacht dan de op de totale projectkosten verwaarloosbare toename in de kosten.

1 INLEIDING

Het United States Army Corps of Engineers (USACE) heeft in 1998 een openbare aanbesteding gehouden voor de sloop van de huidige en de bouw van de nieuwe stuw 2 in de Monongahela River (Pennsylvania, Verenigde Staten) op basis van een door henzelf vervaardigd ontwerp. De uit twee constructie-elementen bestaande nieuwe stuw 2 wordt elders geprefabriceerd in een bouwdok, getransporteerd over de rivier en op de projectlocatie afgezonken. De joint venture bestaande uit Misener, Lane en Interbeton heeft een aanbieding gedaan op de openbare aanbesteding. Delta Marine Consultants bv. (DMC) hebben namens de joint venture het ontwerp van het USACE kritisch bekeken om de aanbieding te doen. De voornaamste punten van kritiek betroffen het constructief ontwerp, het afbouwen aan een steiger en het afzinken op een paalfundering van de twee constructie-elementen.

Door het constructief systeem en de uitvoeringsmethode binnen de randvoorwaarden aan te passen wordt getracht de door DMC gesignaleerde problemen op te lossen en de totale bouwtijd te verkorten. De randvoorwaarden voor dit afstudeerproject worden gevormd door het ruimtelijk functioneel ontwerp, de hydraulische vormgeving en het stuwprogramma van het USACE. Hierbij wordt de basisgedachte van prefabricage van het USACE aangehouden.

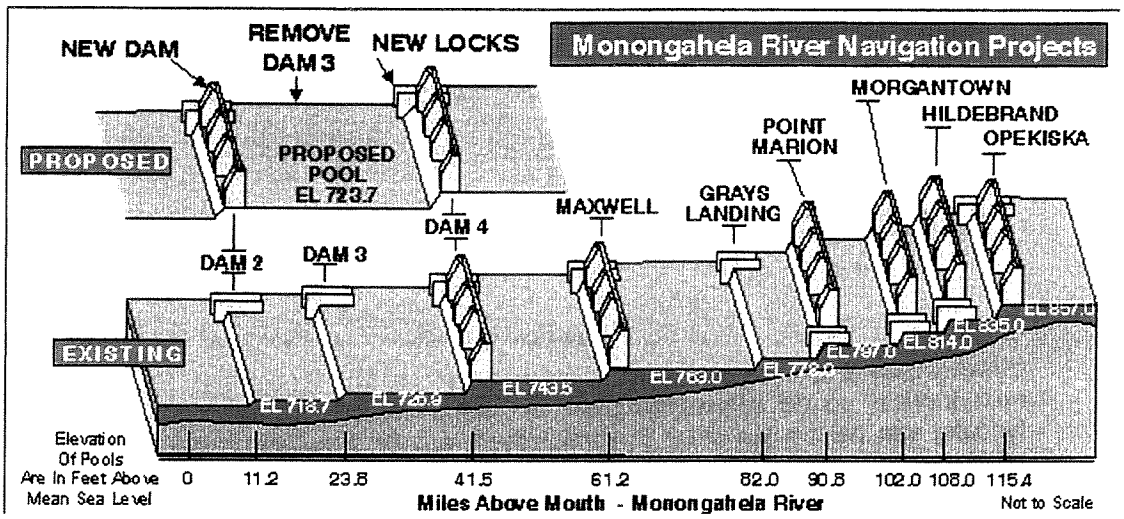
In hoofdstuk 2 (Probleemanalyse) worden de aanleiding en de achtergronden van dit project besproken. Er wordt een keuze gemaakt voor een combinatie van een constructief systeem en uitvoeringsmethode in hoofdstuk 3 (Concept Ontwerp). In hoofdstuk 4 (Voorlopig Ontwerp) worden de aansluitingen tussen de constructie-elementen onderling en de rivierbodem ontworpen. Aan de hand van de uitvoeringsfasen kunnen het constructief ontwerp van de constructie-elementen en de uitvoeringsplanning bepaald worden. Dit afstudeerrapport wordt afgesloten door de conclusies en aanbevelingen in Hoofdstuk 5 (Conclusies en Aanbevelingen).

2 PROBLEEMANALYSE

2.1 PROBLEEMBESCHRIJVING

2.1.1 INGREPEN MONONGAHELA RIVER

Het benedenstroomse gedeelte van de Monongahela River (Pennsylvania, Verenigde Staten) is, om de rivier bevaarbaar te houden voor bulkschepen, in de vorige eeuw gekanaliseerd door het plaatsen van stuwen (zie Bijlage II: 037-LBR-3/1 (Project Location and Vicinity Map)). Over de rivier wordt jaarlijks 22 miljoen ton bulkgoederen getransporteerd en in de haven van Pittsburgh overgezet. Men verwacht dat deze hoeveelheid tegen het midden van de volgende eeuw verdubbeld is. De rivier is 192 km lang en heeft een afwateringsgebied van 17000 km^2. De rivier begint in het noordelijke gedeelte van West Virginia vanaf de samenvloeiing van de West Fork River en de Tygart River. De rivier stroomt verder door het westelijke gedeelte van Pennsylvania, één van de grootste industriegebieden van de Verenigde Staten. In Pittsburgh vloeit de rivier samen met de Allegheny River. Vanaf hier heet de rivier Ohio River. De Ohio River maakt deel uit van het stroomgebied van de Mississippi, die uiteindelijk bij New Orleans (Louisiana, Verenigde Staten) in de Golf van Mexico uitmondt.



Figuur 2-1: *Ingrepen Monongahela River*

De constructieve kwaliteit van een aantal stuwen in het benedenstroomse gedeelte van de rivier is slecht. Het United States Army Corps of Engineers (USACE) heeft het voornemen geuit deze stuwen te vervangen. Daarnaast wil het USACE, om het transport van bulkgoederen over de rivier in de toekomst veilig en economisch te laten verlopen, verdere ingrepen in het regime van de rivier doen. De bottleneck die stuwcomplex 3 in het verleden vormde voor de scheepvaart wordt weggenomen door de twee rivierpanden tussen stuwcomplexen 2 en 4 samen te voegen tot één rivierpand met een hogere waterstand (zie Figuur 2-1). Een nieuwe, beweegbare stuw 2 juist bovenstrooms van de huidige stuw 2 moet in de toekomst de waterstand en de afvoer in dit rivierpand reguleren. De waterstand in het rivierpand benedenstrooms van stuwcomplex 2 blijft hetzelfde als voorheen. De scheepvaartsluis in het sluizencomplex naast de huidige stuw 2 heeft voldoende capaciteit om de groei van het bulktransport de eerst komende 25 jaar op te vangen en hoeft daarom niet vervangen te worden. De laatste ingreep behelst de bouw van een nieuw sluizencomplex naast stuw 4. Het USACE heeft in 1998 een openbare aanbesteding gehouden voor de sloop van de huidige en de bouw van de nieuwe stuw 2 op basis van een door henzelf vervaardigd ontwerp. De joint venture bestaande uit Misener, Lane en Interbeton heeft hierop een aanbieding gedaan. Delta Marine Consultants bv. (DMC) hebben namens de joint venture het ontwerp van het USACE kritisch bekeken om de aanbieding te doen. Het ontwerp van het USACE en het commentaar van DMC hierop worden besproken in §2.1.2.

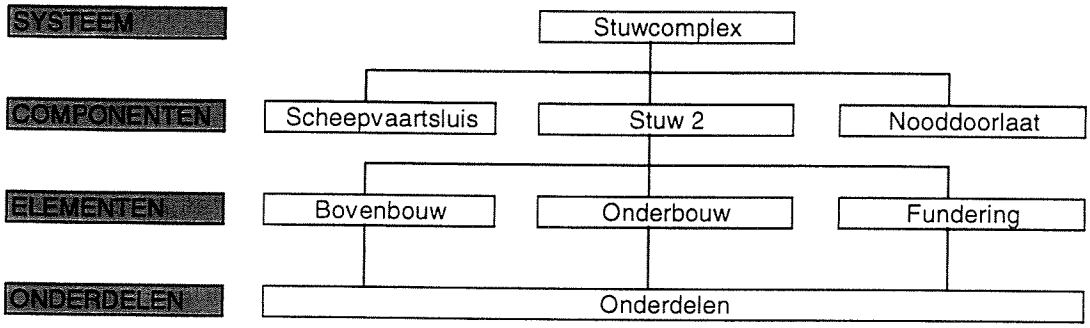
2.1.2 ONTWERP USACE (STUWCOMPLEX 2)

De beschrijving van het ontwerp van het USACE is, met uitzondering van het systeem, functioneel ontwerp en stuwprogramma overgenomen uit [USACE, 1998].

RUIMTELIJK FUNCTIONEEL ONTWERP

Stuwcomplex 2 bestaat momenteel uit de huidige stuw 2 en een sluizencomplex (zie Bijlage II: 037-LBR-3/1 (Project Location and Vicinity Map), 4/9 (Project Site Plan) en Bijlage III). Het sluizencomplex bestaat uit een scheepvaartsluis (land chamber) en een nooddoorlaat (river chamber). De locatie van de nieuwe stuw 2 (juist bovenstrooms van de huidige stuw 2) is gebaseerd op het operationeel blijven van de scheepvaartsluis en de nooddoorlaat. Tevens kan de rivierkade (river wall) van de nooddoorlaat als landhoofd voor de nieuwe stuw 2 dienen. Zowel langs de linker als de rechter oever loopt een groot aantal goederensporen evenwijdig aan de rivier. Achter de spoorlijnen bevindt zich veel woningbouw en industrieterrein.

SYSTEEM



Figuur 2-2: *Systeem*

Stuwcomplex 2 kan worden opgevat als een systeem (zie Figuur 2-2). De nieuwe stuw 2, de nooddoorlaat en de scheepvaartsluis zijn componenten van het systeem. De functionele werking van de nieuwe stuw 2 (studie-object van dit afstudeerproject) kan niet los gezien worden van de functionele werking van de overige componenten van het stuwcomplex 2. De nieuwe stuw 2 bestaat uit drie elementen. De beweegbare delen van de nieuwe stuw 2 worden de ***bovenbouw*** genoemd. De pijlers en drempels worden de ***onderbouw*** genoemd. Het derde element wordt gevormd door de ***fundering***.

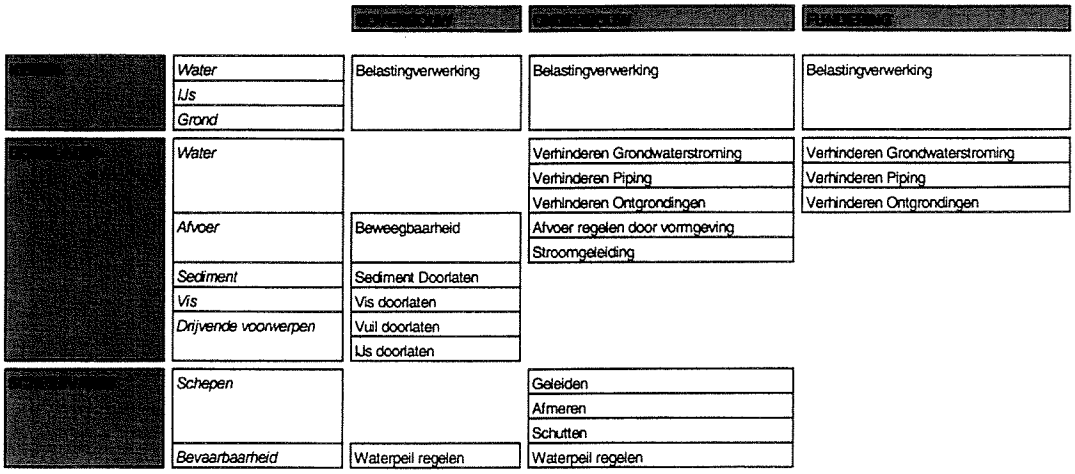
FUNCTIONEEL ONTWERP

Het functioneel ontwerp van stuwcomplex 2 wordt bepaald door functionele eisen met betrekking tot scheepvaart, ecologische overwegingen en extreem grote afvoer. Deze functionele eisen worden voornamelijk bepaald door de werking van stuwcomplex 2 als onderdeel van de gekanaliseerde rivier:

- ✓ ***Scheepvaart:*** Bij lage afvoer moet stuwcomplex 2 in het bovenstroomse rivierpand tussen de stuwcomplexen 2 en 4 en in het benedenstroomse rivierpand voldoende waterdiepte voor scheepvaart garanderen. De waterdiepte in het bovenstroomse rivierpand wordt bepaald door de boven- (grootte van de afvoer bij stuwcomplex 4) en benedenstroomse randvoorwaarde (stand van de beweegbare delen en de hydraulische vormgeving van de onderbouw van het gehele stuwcomplex 2). De waterdiepte in het benedenstroomse rivierpand wordt bepaald door de boven- (grootte van de afvoer bij stuwcomplex 2) en de eerstvolgende benedenstroomse randvoorwaarde (een stuwcomplex).

- ✓ ***Ecologische Overwegingen:*** De afvoer bij stuwcomplex 2 moet vanwege ecologische overwegingen altijd een minimale grootte hebben. De minimale afvoer wordt gegarandeerd door de stand van de beweegbare delen en de hydraulische vormgeving van de onderbouw van het gehele stuwcomplex 2.
- ✓ ***Extreem grote Afvoer:*** Indien de afvoer bij stuwcomplex 2 een bepaalde waarde overschrijdt, moeten de bewegende delen van de bovenbouw volledig geopend zijn. De hydraulische vormgeving van de onderbouw moet het oorspronkelijke doorstroomprofiel zoveel mogelijk benaderen om te hoge waterstanden en overstromingen bovenstrooms te voorkomen.

De functionele eisen worden gecombineerd met de projectlocatie in de hoofdfuncties ***keren***, ***doorlaten*** en ***scheepvaart***. In Figuur 2-3 wordt duidelijk gemaakt hoe (de combinatie van) de elementen bovenbouw, onderbouw en fundering deze hoofdfuncties vervullen.



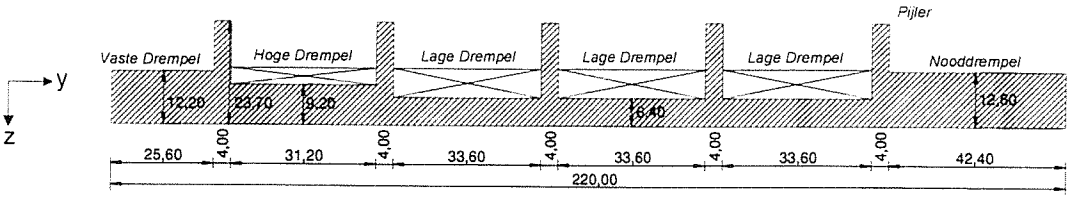
Figuur 2-3: *Functioneel Ontwerp*

RUIMTELIJK ONTWERP

Uit de hoofdfuncties doorlaten en scheepvaart volgen de benodigde groottes van het doorstroomprofiel ter plaatse van stuwcomplex 2 voor de verschillende stromingssituaties. Uit de hoofdfunctie keren (verwerken van belasting in de verschillende stromingssituaties) volgen de benodigde externe afmetingen van de boven- en onderbouw van de nieuwe stuw 2. In het ontwerp van het USACE is de interactie tussen de hoofdfuncties doorlaten, scheepvaart en keren opgelost door de onderbouw te laten bestaan uit een fixed crest weir (vaste drempel) aan de rechteroever, weirs (drempels) in het middengedeelte en een left closure weir (nooddrempel) aan de linkeroever (zie Bijlage II: 037-LBR-4/10 (Detailed Site Plan), 40/1 (General Dam Configuration) en 40/2 (General Dam Configuration)). Het middengedeelte bestaat uit één water quality gate bay (hoge drempel) en drie standard gate bays (lage drempels). Vier tainter gates (segmentschuiven) tussen vijf piers (pijlers) vormen de bovenbouw van de drempels in het middengedeelte. De externe afmetingen uit het ontwerp van het USACE worden in Tabel 2-1 en Figuur 2-4 in beeld gebracht.

	x-afmeting (m)	y-afmeting (m)	z-afmeting (m)
Vaste Drempel	41,20	25,60	12,20
Hoge Drempel	41,20	31,20	9,20
Lage Drempels	41,20	3 * 33,60	6,40
Nooddrempel	41,20	42,40	12,60
Pijlers[1]	41,20 22,60	5 * 4,00	23,70

Tabel 2-1: *Externe Afmetingen USACE*



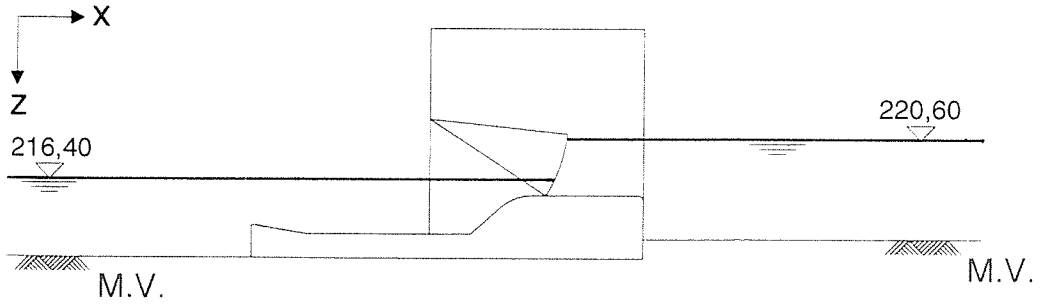
Figuur 2-4: *Externe Afmetingen USACE*

De watersprong is direct achter de drempels in het middengedeelte gefixeerd door middel van een woelbak en energie-dissipatieblokken. De nooddrempel heeft geen woelbak. Ontgronding benedenstrooms van de woelbak wordt voorkomen door een steenbestorting.

STUWPROGRAMMA

De kwantitatieve aspecten van het stuwprogramma (afvoer, stroomsnelheid en verhanglijn versus stand van beweegbare delen bovenbouw) zijn onbekend[2]. Het stuwprogramma, oftewel de stand van de beweegbare delen van de bovenbouw in verschillende stromingssituaties, wordt in termen van het ontwerp van het USACE kwalitatief ingevuld:

✓ ***Volledig Stuwen:*** De vier segmentschuiven zijn gesloten. De waterstand bovenstrooms neemt toe tot MSL + 220,60 door opstuwing door de boven- en onderbouw van stuwcomplex 2 (zie Figuur 2-5). Aangezien de kruinen van de vaste en de nooddrempel iets lager liggen dan de bovenkant van de segmentschuiven in gesloten toestand, kan, indien de bovenstroomse waterstand nadert tot de bovenkant van de segmentschuiven, hier water overheen stromen. Indien er volledig wordt gestuwd, is er, afgezien van het schutwater door de scheepvaartsluis, weinig tot geen afvoer juist benedenstrooms van stuwcomplex 2. De waterstand benedenstrooms ligt op MSL + 216,40.



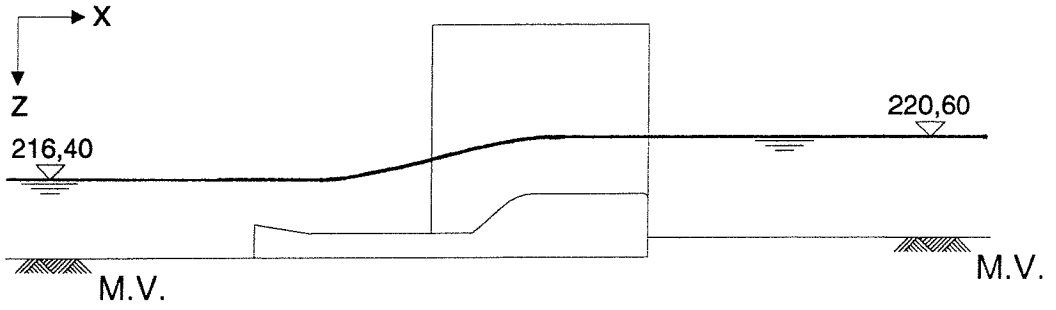
Figuur 2-5: *Volledig Stuwen*

✓ ***Gedeeltelijk Stuwen:*** Als er weinig tot geen afvoer is, neemt op den duur de waterdiepte benedenstrooms af. De waterdiepte benedenstrooms moet echter wel dusdanig zijn, dat hier scheepvaart mogelijk is. Tevens moet er vanwege ecologische overwegingen altijd een minimale afvoer zijn. In dit geval wordt de segmentschuif van de hoge drempel

[1] In het ontwerp van het USACE heeft de pijler een L-vorm. De horizontale poot heeft een externe x-afmeting van 41,20 m. De verticale poot heeft een externe x-afmeting van 22,60 m.

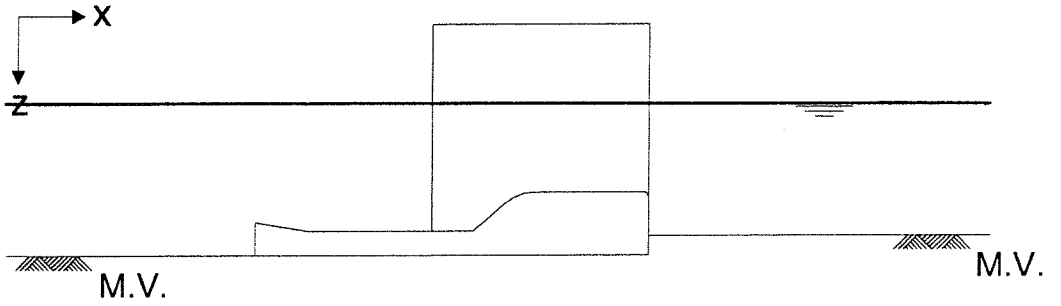
[2] Uit het ontwerp van het USACE kunnen wel de waterstanden bij "volledig stuwen" en "extreem grote afvoer" worden afgeleid.

geopend (zie Figuur 2-6). Deze segmentschuif is niet ontworpen om de afvoer te geleiden en wordt snel geopend (en gesloten).



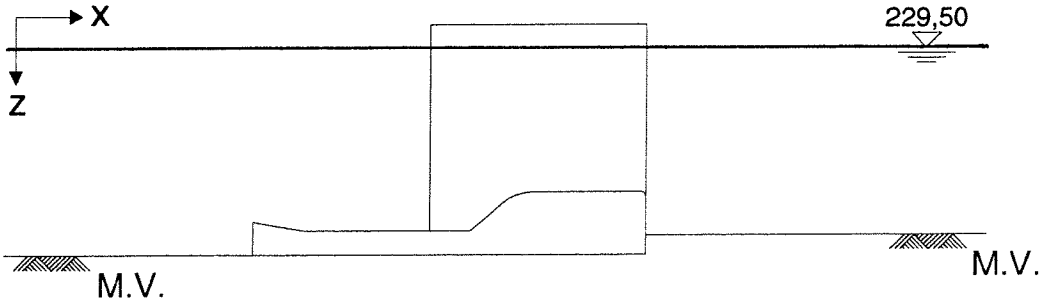
Figuur 2-6: *Gedeeltelijk Stuwen*

✓ ***Open Rivier:*** Indien de afvoer voldoende toeneemt, is stuwen niet meer nodig om bovenstrooms waterdiepte te garanderen voor de scheepvaart. De segmentschuiven van de lage drempels kunnen eveneens geopend worden (zie Figuur 2-7). Ook deze segmentschuiven geleiden de afvoer niet en worden snel geopend.



Figuur 2-7: *Open Rivier*

✓ ***Extreem grote Afvoer:*** De afvoer kan ook dusdanig groot worden dat scheepvaart niet mogelijk is vanwege te hoge waterstanden en te grote stroomsnelheden (zie Figuur 2-8). In dit geval worden ook de deuren van de nooddoorlaat geopend om het oorspronkelijke doorstroomprofiel zoveel mogelijk te benaderen.



Figuur 2-8: *Extreem grote Afvoer*

CONSTRUCTIEF ONTWERP

BOVENBOUW

De waterdichte beplating van de segmentschuiven heeft de vorm van een cirkelsegment (zie Bijlage II: 037-LBR-48/1 (Tainter Gates)). De bolle zijde van het cirkelsegment keert het water in het bovenstroomse rivierpand. De segmentschuiven worden geopend en gesloten door middel van hydraulische armen. De hydraulische armen roteren om scharnieren boven in de pijlers. De segmentschuiven rusten in gesloten toestand op de kruin van de onderbouw. Een segmentschuif wordt zijdelings gesteund door twee stalen vakwerkarmen. De vakwerkarmen roteren om scharnieren lager in de pijlers. Deze scharnieren liggen precies in het middelpunt van de denkbeeldige cirkel waar het segment deel van uitmaakt. De resultante van de waterbelasting wordt via deze scharnieren afgedragen naar de onderbouw, waarin ze opgenomen wordt door voorspanning. Een klein deel van het eigen gewicht van de segmentschuiven wordt afgedragen ter plaatse van deze scharnieren. Het resterende deel van het eigen gewicht wordt afgedragen naar de kruin van de onderbouw (volledig en gedeeltelijk stuwen) of via de hydraulische armen naar de pijlers (gedeeltelijk stuwen, open rivier en extreem grote afvoer).

Analyse Bovenbouw[3]

De scharnieren liggen vanwege onderhoudsredenen (in verticale zin) hoger dan de bovenkant van de waterdichte beplating. Dit houdt in dat de resultante van de waterbelasting door de scharnieren schuin omhoog gericht is. Dit geeft een ongewenste opwaartse belasting op de onderbouw. De resultante van de waterbelasting door de scharnieren moet in de onderbouw door trek worden opgenomen. Dit wordt als een nadeel gezien, aangezien dit een gecompliceerd (voorspanning), maar gebruikelijk detail oplevert. Dit kan ten dele gecompenseerd worden door het deel van het eigen gewicht van de segmentschuiven dat ter plaatse van de scharnieren wordt afgedragen. Tijdens onderhoud staan de segmentschuiven in geopende toestand boven de waterspiegel. De grote hoogte van de pijlers boven de waterspiegel die hiervoor nodig is, is een nadeel in verband met de uitvoering (transport).

ONDERBOUW

De onderbouw bestaat uit twee constructie-elementen[4] (zie Bijlage II: 037-LBR-40/7 (Precast Dam Segments), 037-LBR-40/8 (Precast Dam Segments), 037-LBR-40/9 (Precast Dam Segments), 40/10 (Precast Dam Segments), 40/11 (Precast Dam Segments) en 65/4 (Sequence of Work precast Dam Segment)). Het eerste constructie-element bestaat uit de vaste, de hoge en één lage drempel. Het tweede constructie-element bestaat uit de andere twee lage drempels. De voeg tussen de twee constructie-elementen bevindt zich in de middelste pijler. De constructie-elementen zijn gecompartimenteerd. De wanden en daken bestaan uit gewapend beton. De vloeren bestaan uit in beide richtingen voorgespannen lichtbeton (zie Bijlage II: 037-LBR-40/12 (Precast Dam Segments)). In de eindfase zijn de compartimenten gevuld met ballastbeton. De nooddrempel bestaat uit twee verticale stalen cilinders die in de kleisteenlaag gefundeerd zijn. De stalen cilinders zijn gevuld met grond. Boven de grond zit een laag ballastbeton. De kruin van de nooddrempel wordt gevormd door gewapend beton.

Analyse Onderbouw

Het USACE heeft de vloeren ontworpen in lichtbeton om gewicht te besparen. Er worden vraagtekens gezet bij deze nog niet vaak toegepaste en, vanwege benodigd toeslagmateriaal, duurdere techniek. Lichtbeton heeft een lagere stijfheid dan normaal beton. Vanwege dit verschil in stijfheden zullen er in de voegen tussen de vloeren en wanden hoge, ongewenste schuifspanningen optreden. Verder zijn de vloer- en wanddiktes overal aan de lage kant (0,30 m) om gewicht te besparen. Normaal bedragen de vloer- en wanddiktes bij dit soort constructies 0,40 m. Deze dikte wordt voornamelijk bepaald door eisen voor de minimaal benodigde dekking. In het ontwerp van het USACE is de dekking aan de binnenzijde van de

[3] Analyse van P. Ravenstijn en DMC, zie [DMC, 1999]

[4] De twee caissons die samen de onderbouw vormen, worden constructie-elementen genoemd.

vloeren en wanden verkleind om tot de dikte van 0,30 m te komen. Vanwege het lichtere toeslagmateriaal is het waterabsorberend vermogen van lichtbeton groter dan dat van normaal beton. Het bevriezen van dit water kan in het winterseizoen leiden tot het bezwijken van het lichtbeton.

FUNDERING

De fundering wordt gevormd door verticale palen die de onderbouw verbinden met de siltsteenlaag (zie Bijlage II: 037-LBR-40/163 (Dam Foundation) en 40/164 (Dam Foundation)). De palen bestaan uit stalen cilinders gevuld met gewapend beton. De paalkoppen worden gevormd door een verticale stalen pen die weerstand moet bieden tegen afschuiven van de nieuwe stuw 2. De stalen pen wordt ingestort in openingen in de onderkant van de onderbouw.

Analyse Fundering

Voor de analyse van de fundering wordt verwezen naar de hieronder staande analyse van het afzinken van de constructie-elementen.

UITVOERINGSMETHODE

Het USACE heeft besloten de constructie-elementen van de nieuwe stuw 2 elders te bouwen, te transporteren over de rivier en ter plaatse af te zinken. De locatie van de nieuwe stuw 2 levert bij ter plaatse bouwen grote problemen op, omdat er weinig tot geen ruimte beschikbaar is in de nabije omgeving van stuwcomplex 2. Tevens wordt het doorstroomprofiel van de rivier over een langere periode kleiner. Bij extreem grote afvoer treden er dan bovenstrooms van de bouwput problemen met overstromingen en te hoge grondwaterstanden op. Tevens kan de bouwkuip overstromen. Het USACE acht dit niet acceptabel. Uit een kostenvergelijking blijkt dat ter plaatse bouwen duurder is. Daarnaast vindt het USACE het tijd geworden voor een, in de Verenigde Staten, nieuwe uitvoeringsmethode.

BOUW EN TRANSPORT CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

Het onderste gedeelte van beide constructie-elementen wordt gebouwd in een bouwdok, waarvan de locatie te bepalen is door de aannemer (zie Bijlage II: 037-LBR-65/5 (Sequence of Work) en 65/6 (Sequence of Work)). Het bouwdok bestaat uit een hooggelegen en een laaggelegen bassin. De betonbouw vindt plaats in het hooggelegen bassin. In de compartimenten aan de hoge zijde van de constructie-elementen worden stalen hulpconstructies geplaatst. De hulpconstructies kunnen tijdens het transport en afzinken een deel van de waterbelasting opnemen, zodat de buitenwanden van deze compartimenten dunner uitgevoerd kunnen worden. Zodoende nemen het eigen gewicht en de diepgang af. De hulpconstructies moeten later weer verwijderd worden. Er wordt per cyclus één constructie-element in het bouwdok gebouwd. Na het afbouwen van het eerste gedeelte van het constructie-element, wordt aan de lage zijde het eerste deel van een uitbouwbaar systeem van stalen schotten geïnstalleerd. Zo krijgt het constructie-element een rechthoekige vorm. Het constructie-element kan zo worden geballast, dat de gewichtsverdeling symmetrisch is. Er worden tijdelijke voorzieningen voor transport en afzinken aangebracht. Het bouwdok wordt onder water gezet. Het constructie-element heeft positief drijfvermogen en drijft op. Met behulp van ballastwater wordt de diepgang van het constructie-element op 3,05 m gehouden. Het constructie-element wordt naar het laaggelegen bassin getrokken. De waterstand in het bouwdok wordt verlaagd, zodat het hooggelegen bassin droogvalt en de bouw van het tweede constructie-element eerder kan beginnen. De dijk tussen het laaggelegen bassin en de transportweg wordt doorgebaggerd, zodat het constructie-element naar de transportweg getrokken kan worden. Het constructie-element wordt vervolgens naar de afbouwsteiger getransporteerd. Bovenstaande handelingen worden voor het tweede constructie-element herhaald. Daarvoor wordt eerst de dijk tussen het laaggelegen bassin en de transportweg hersteld. Aan de afbouwsteiger 3 km stroomopwaarts van de huidige stuw 2 wordt het bovenste gedeelte van het constructie-element gebouwd (zie Bijlage II: 037-LBR-65/1 (Sequence of Work)). Daarnaast wordt er ballastbeton gestort. Het constructie-element wordt voorzien van een ballastsysteem voor ballastwater en overig benodigd hulpmaterieel voor het afzinken. Het systeem van stalen schotten aan de lage zijde wordt uitgebouwd en aan de hoge zijde wordt eveneens een stalen schot geplaatst om het gedeelte boven het constructie-

element droog te houden tijdens afzinken. De diepgang van het constructie-element neemt toe tot 4,30 m. Van de afbouwsteiger wordt het constructie-element stroomafwaarts naar de projectlocatie getransporteerd.

Analyse Bouw en Transport Constructie-Elementen

DMC hebben voor twee mogelijke locaties voor het bouwdok het transport- en afzinkvenster[5] bepaald, te weten Glassport (11,20 km bovenstrooms van stuwcomplex 2 langs de Monongahela River) en Leetsdale (38,40 km benedenstrooms van stuwcomplex 2 langs de Ohio River). De locatie te Glassport was de enige geschikte locatie bovenstrooms van stuwcomplex 2. Het blijkt dat de diepgang van de hoekpunten van de constructie-elementen op het riviertraject van het bouwdok tot de afbouwsteiger door rotaties en translaties door de waterbeweging in de rivier op kan lopen. Daarnaast is er uitgegaan van de benodigde doorvaartbreedte van drie keer de breedte van het constructie-element. Verder mag de stroomsnelheid tijdens transport en afzinken 0,60 ms^{-1} niet overschrijden [USACE; 1998]. Dit levert bepaalde waterstanden op waarboven en -onder niet getransporteerd en afgezonken kan worden. Deze waterstanden zijn mede afhankelijk van de (gedeeltelijke) afsluiting van het doorstroomprofiel van de rivier tijdens het afzinken van de constructie-elementen van de nieuwe stuw 2. Indien bovenstaande voor beide locaties voor het bouwdok gecombineerd wordt met de eis dat er alleen in de periode van 1 mei tot en met 31 oktober getransporteerd en afgezonken mag worden [USACE; 1998], leidt dit voor Glassport tot een transport- en afzinkvenster van 44% van de tijd. Leetsdale levert een transport- en afzinkvenster van 100% van de tijd. Daarnaast zijn de terreinomstandigheden te Leetsdale gunstiger dan te Glassport. DMC hebben gekozen voor de locatie Leetsdale. De waterstand in de Ohio River behorende bij basisafvoer bedraagt hier MSL + 207,87 m. Het bouwen van één constructie-element per cyclus heeft als nadeel dat de totale bouwtijd langer wordt. DMC hebben, ter verkorting van de totale bouwtijd, besloten de twee constructie-elementen tegelijk in een groter, laaggelegen bassin te bouwen (zie Bijlage IV: LO-002 (Construction Dock Leetsdale)). Op een rivier waar aspecten als profiel van vrije doorvaart[6] en stroomsnelheid zo bepalend zijn, wordt de afbouwsteiger als een potentiële bron van vertraging in het logistieke proces gezien. De asymmetrie van de betondoorsnede in alle richtingen is eveneens een aspect dat de aandacht verdient. Het ballasten van het constructie-element (voor symmetrische gewichtsverdeling) is zeer gevoelig voor kleine onnauwkeurigheden. Door de toename van het gewicht leidt het ballasten tot een toename van de diepgang van het constructie-element. De hulpconstructies in het compartiment aan de bovenstroomse zijde van het constructie-element vormen een bewerkelijk onderdeel van het ontwerp van het USACE. Voordat de ballastwater in de compartimenten wordt vervangen door ballastbeton, moeten de hulpconstructies verwijderd worden.

PROJECTLOCATIE

Bodem

Ter hoogte van de projectlocatie moet de rivierbodem tot een lager niveau uitgebaggerd worden (zie Bijlage II: 037-LBR-40/150 (Dam Foundation), 40/151 (Dam Foundation), 40/152 (Dam Foundation), 40/153 (Dam Foundation) en 40/154 (Dam Foundation)). Bovenstrooms en benedenstrooms van de projectlocatie worden damwanden aangebracht tot in de kleisteenlaag. De bodem waarop het constructie-element wordt afgezonken, wordt vlak gemaakt.

Analyse Bodem

Het blijkt, dat er tijdens de afsluiting van het doorstroomprofiel van de rivier in het ontwerp van het USACE stroomsnelheden van maximaal 3,51 ms^{-1} kunnen optreden in de rivier (zie Bijlage II: 037-LBR-6/1 (Model Studies - Velocities), 037-LBR-6/2 (Model Studies - Velocities), 037-LBR-6/3 (Model Studies - Velocities) en 037-LBR-6/4 (Model Studies - Velocities)). Aangezien de constructie-elementen in het ontwerp van het USACE op palen gefundeerd worden, wordt er bij de stroomsnelheid van 3,51 ms^{-1} en bijbehorende stromingsaanval op de bodem geen

[5] Het transport- en afzinkvenster wordt gedefinieerd als het percentage van de tijd dat transport en afzinken mogelijk is.
[6] Het profiel van vrije doorvaart wordt gevormd door de waterdiepte, de doorvaarthoogte en -breedte.

bodembescherming toegepast. Er wordt aangenomen dat het eventuele ontstaan van een ontgrondingskuil benedenstrooms (lange-termijn effect) ondervangen is door het hydraulisch ontwerp van het USACE.

Paalfundering

Nadat de rivierbodem vlak is gemaakt, worden stalen cilinders die de omhulling van een paal vormen vanaf een door spudpalen gesteund platform een klein stukje in de rotslaag geslagen (zie Bijlage II: 037-LBR-65/3 (Sequence of Work)). De stalen cilinder komt in deze fase boven de waterspiegel uit. Vanwege het grondwater is de cilinder gevuld met water. Vanuit de cilinder wordt een dieper gat in de rotslaag geboord. Nadat dit gat is ontdaan van alle brokstukken, wordt de wapening van de paal in het boorgat geplaatst. Nu kan het boorgat vanaf de bodem gevuld worden met beton. Het water loopt aan de bovenzijde de stalen cilinder uit. Als het beton verhard is, kan de stalen cilinder drooggepompt worden. Boven op het verharde beton wordt een stalen pen ingestort die weerstand moet bieden tegen afschuiven van de nieuwe stuw 2. De ruimte in de cilinder om de pen wordt aangevuld met grout.

AFZINKEN CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

Langs de onderranden van de constructie-elementen worden kunststof zakken aangebracht om de later met grout te vullen ruimte tussen de bodem van het constructie-element en de rivierbodem te scheiden van de omgeving (zie Bijlage II: 037-LBR-65/1 (Sequence of Work)). Het constructie-element wordt met behulp van twee duwboten naar de projectlocatie getransporteerd. Op de projectlocatie wordt het constructie-element in de lengterichting parallel aan de stroomrichting gehouden om de stromingsbelasting te beperken (zie Bijlage II: 037-LBR-65/8 (Sequence of Work) en 65/9 (Sequence of Work)). Het constructie-element wordt overgenomen door een kabelsysteem. Het ene uiteinde van de kabels is verankerd aan palen in de rivier. Het andere uiteinde van de kabels beweegt langs winches op het constructie-element. Het constructie-element wordt met behulp van het kabelsysteem naar de afzinklocatie boven de rivierbodem gemanoeuvreerd. De compartimenten worden gevuld met ballastwater, zodat het constructie-element negatief drijfvermogen krijgt en naar de rivierbodem zakt (zie Bijlage II: 037-LBR-65/7 (Sequence of Work)). De horizontale en verticale stabiliteit tijdens het zakken wordt gewaarborgd door het kabelsysteem. Het constructie-element wordt op de paalfundering in de rivierbodem afgezonken. In de vloer van het constructie-element zitten uitsparingen op de plaatsen waar het constructie-element over de stalen pennen van de paalfundering heen gezet wordt. Het constructie-element wordt eerst op vijzels geplaatst, zodat de ruimte tussen de vloer van het constructie-element en de rivierbodem met grout gevuld kan worden. De vijzels steunen op palen in de ondergrond. Hierna wordt het ballastwater in de compartimenten vervangen door ballastbeton.

Analyse Afzinken Constructie-Elementen

Het afzinken van het constructie-element op de paalfundering in de rivierbodem is een gecompliceerd onderdeel van het ontwerp van het USACE. Dit is bij zeer kleine toleranties, moeilijke manoeuvreerbaarheid en rivieromstandigheden een riskante procedure. Evenals bij transport zijn het profiel van vrije doorvaart en de stroomsnelheid beperkende factoren. De asymmetrie van de betondoorsnede en het symmetrisch ballasten in alle richtingen speelt bij het afzinken eveneens een grote rol. DMC hebben besloten de winches waarlangs de kabels bewegen niet op het constructie-element, maar op pontons aan weerszijden van het constructie-element te plaatsen (zie Bijlage IV: LO-017 (Placing Segment)). Het andere uiteinde van de kabels wordt ter hoogte van het zwaartepunt verankerd aan het constructie-element. De pontons worden door middel van een apart kabelsysteem verankerd aan de rivierbodem. Dit heeft als voordeel dat het constructie-element lichter wordt (het gewicht van de winches wordt naar de pontons verplaatst). Daarnaast neemt het moment op het constructie-element ten gevolge van een verminderde excentriciteit van de kabels ten opzichte van het zwaartepunt af. DMC plaatsen platformen tussen de pijlerkruinen. Het ondergrouten en aanbrengen van het ballastbeton gebeurt door een buizensysteem vanaf deze platformen. Het grout en het ballastbeton wordt aangevoerd over een werkbrug.

AFBOUW

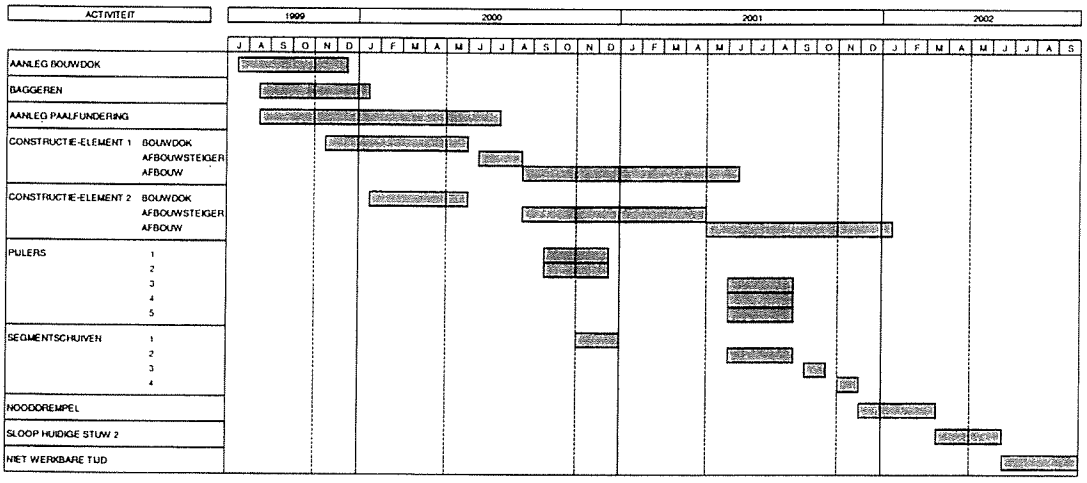
Aan de benedenstroomse zijde worden energie-dissipatieblokken aangebracht. Het uitbouwsysteem van stalen schotten aan de lage zijde en het stalen schot aan de hoge zijde worden verwijderd. Aan de benedenstroomse zijde worden de platen die het einde van de woelbak vormen aan de constructie-elementen en de kleisteenlaag bevestigd. De platen worden later aangebracht, zodat het constructie-element in die richting tijdens transport smal genoeg is om door de scheepvaartsluizen op het riviertraject tussen Leetsdale en de projectlocatie te kunnen. De holle ruimte onder deze platen wordt volgegrout. Het bovenste gedeelte van de pijlers wordt ter plaatse afgebouwd. De elders geprefabriceerde onderdelen van de segmentschuiven worden ter plaatse op de drooggezette drempels aan elkaar gelast en ingehangen tussen de pijlers. De nooddrempel wordt eveneens ter plaatse gebouwd. Het onderste gedeelte van de stalen cilinders wordt volgestort met grond. Het beton van de kruin wordt als laatste gestort. Aan de benedenstroomse zijde van de nieuwe stuw 2 wordt een steenbestorting aangebracht. De huidige stuw 2 kan afgebroken worden.

Analyse Afbouw

Het afbouwen van de pijlers gebeurt vanaf de platformen tussen de pijlerkruinen. Het materiaal en hulpmaterieel hiervoor wordt aangevoerd over de werkbrug. Het ter plaatse afbouwen van de pijlers is, gezien het regime van de rivier, een bewerkelijk onderdeel van het ontwerp van het USACE. Aanvoer van materiaal en hulpmaterieel kan in sommige situaties bijzonder lastig zijn. De platformen kunnen in bepaalde stromingssituaties instabiel worden. Het onder de waterlijn aanbrengen van de platen, het bevestigen hiervan en het volgrouten van de holle ruimte hieronder is een bewerkelijk onderdeel van het ontwerp van het USACE. Een nadeel van het droogzetten van een drempel om de onderdelen van de segmentschuif aan elkaar te lassen, is dat een gedeelte van het doorstroomprofiel langer afgesloten wordt.

PLANNING

De hoofdactiviteiten uit de planning van DMC (zie Bijlage IV) zijn weergegeven in Figuur 2-9. Transport en afzinken is alleen toegestaan vanaf 1 mei tot en met 31 oktober. Dit transport- en afzinkvenster is weergegeven door middel van stippellijnen.



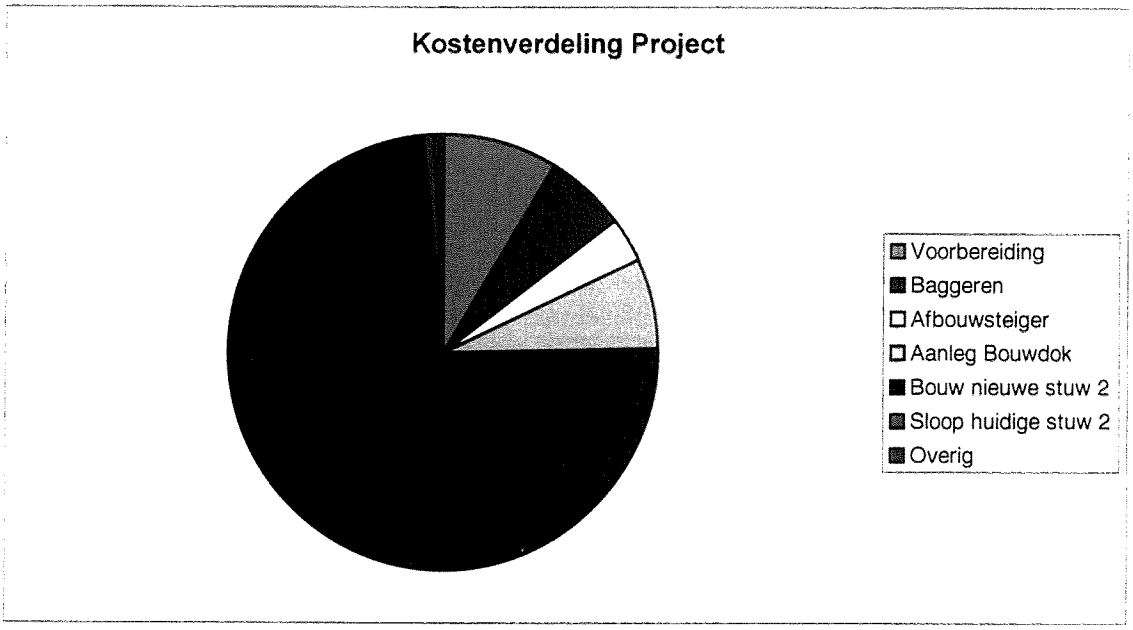
Figuur 2-9: *Planning DMC*

Analyse Planning

De combinatie van transport- en afzinkvenster en de afbouwsteiger is zeer bepalend voor de totale bouwtijd van het project. Het tweede constructie-element wordt na het winterseizoen van 2001 afgezonken. Het afbouwen van de pijlers duurt lang. De combinatie van bouwen en inhangen van de segmentschuiven duurt lang.

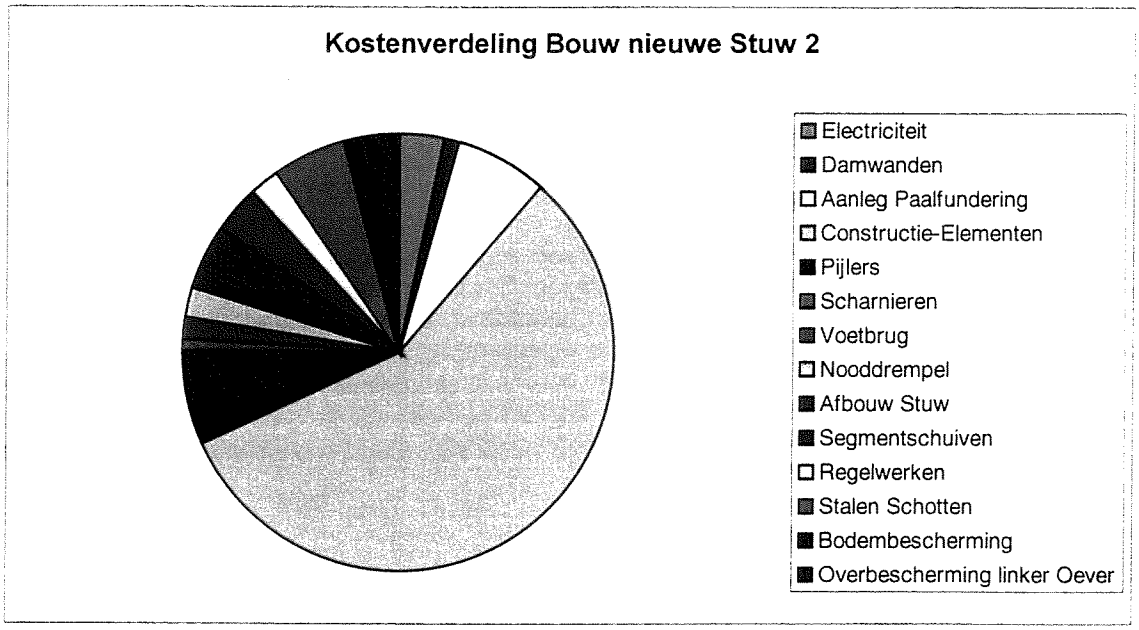
KOSTEN

De totale kosten van het project bedragen volgens de begroting van de joint venture ongeveer USD 123 * 10^6 (zie Bijlage IV). De verdeling van de kosten van het project wordt weergegeven in Figuur 2-10.



Figuur 2-10: *Kostenverdeling Project*

De verdeling van de kosten van de bouw van de nieuwe stuw 2 wordt weergegeven in Figuur 2-11.



Figuur 2-11: *Kostenverdeling Bouw nieuwe Stuw 2*

Analyse Kosten

Het grootste deel van de kosten zit in de twee constructie-elementen.

2.2 PROBLEEMDEFINITIE

2.2.1 PROBLEEMSTELLING

Het in §2.1.2 besproken ontwerp van het USACE voor het afbreken van de huidige en de bouw van de nieuwe stuw 2 levert problemen op betreffende het constructief ontwerp, het afbouwen aan een steiger en het afzinken op een paalfundering van de constructie-elementen.

2.2.2 ONTWERPAANPAK

DOELSTELLING[7]

Door het constructief systeem en de uitvoeringsmethode binnen de randvoorwaarden aan te passen wordt getracht bovengenoemde problemen op te lossen en de totale bouwtijd te verkorten. De randvoorwaarden voor dit afstudeerproject worden gevormd door het in §2.1.2 besproken ruimtelijk functioneel ontwerp, de hydraulische vormgeving van de onderbouw en het stuwprogramma van het USACE. Hierbij wordt de basisgedachte van prefabricage van het USACE aangehouden.

ONTWERPFASEN

PROBLEEMANALYSE

De aanleiding en de achtergronden van dit project worden besproken. Met het ruimtelijk functioneel ontwerp, de hydraulische vormgeving van de onderbouw en het stuwprogramma van het USACE als randvoorwaarden kan een programma van eisen en gegevens worden opgesteld.

CONCEPT ONTWERP

De uitvoerings- en eindfase worden in omgekeerde volgorde doorlopen, aangezien de eindfase randvoorwaarden voor de uitvoeringsfase levert. Het constructieve systeem levert randvoorwaarden met betrekking tot de externe afmetingen van de constructie-elementen. De afzinkmethode levert randvoorwaarden met betrekking tot het transport- en afzinkvenster voor de transportmethode. Er wordt een keuze gemaakt voor een combinatie van een constructief systeem[8] en uitvoeringsmethode.

Constructieve Systemen

De externe afmetingen van de nieuwe stuw 2 worden aangepast om zo veel mogelijk symmetrie en repetitie-effect te verkrijgen. Er worden concepten voor het constructief systeem van de onderbouw en de fundering ontwikkeld. De externe afmetingen van de constructie-elementen worden bepaald door de wisselwerking tussen ruimtelijk functioneel ontwerp van het USACE, het constructief systeem en de uitvoeringsmethode (bouw, transport en afzinken). De invloed van kwel en onder- en achterloopsheid op de concepten voor het constructief systeem wordt onderzocht. De externe stabiliteit van de concepten voor het constructief systeem wordt onderzocht.

Uitvoeringsmethode

De bouwlocatie Leetsdale wordt aangehouden. Er wordt geen gebruik gemaakt van een afbouwsteiger. Er wordt gestreefd naar een zo groot mogelijk transport- en afzinkvenster. De grootte van het transport- en afzinkvenster wordt bepaald door de wisselwerking tussen het

[7] Het grootste deel van de kosten zit in de twee constructie-elementen. Het USACE heeft, om de diepgang van de constructie-elementen zo klein mogelijk te houden, de wisselwerking de plaatdiktes, de compartimentafmetingen en het weglaten van platen zo veel mogelijk geoptimaliseerd. Hier wordt geen verdere studie naar verricht.

[8] Het constructief systeem wordt gedefinieerd als de opbouw van de nieuwe stuw 2 uit afzonderlijke constructie-elementen en de manier waarop deze hun belasting afdragen.

regime van de rivier, de (gedeeltelijke) afsluiting van het doorstroomprofiel van de rivier tijdens het afzinken van de constructie-elementen, het profiel van vrije doorvaart en het drijfvermogen (bepaald door het eigen gewicht en de externe afmetingen van de constructie-elementen inclusief hulpmaterieel). De invloed van de afzinkmethode (toenemende stroomsnelheden, variërende waterstanden en opstuwing gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting van het doorstroomprofiel van de rivier) op de grootte van het transport- en afzinkvenster wordt onderzocht. De invloed van de transportmethode (externe afmetingen en eigen gewicht van de constructie-elementen inclusief hulpmaterieel) op de grootte van het transport- en afzinkvenster wordt onderzocht.

VOORLOPIG ONTWERP

De aansluitingen tussen de constructie-elementen onderling en de rivierbodem worden ontworpen. De uitvoeringsfasen in het bouwdok, tijdens transport en op de projectlocatie worden vastgelegd. Aan de hand van de uitvoeringsfasen kunnen de belastinggevallen op de constructie-elementen bepaald worden. Met de belastinggevallen wordt de krachts- en spanningsverdeling in de constructie-elementen bepaald. Hieruit volgt hoe de constructie-elementen voorgespannen en gewapend moeten worden. De uitvoeringsplanning wordt bepaald door de duur van de uitvoeringsfasen te bepalen en achter elkaar.te zetten.

2.2.3 PROGRAMMA VAN EISEN EN GEGEVENS

Het programma van eisen en gegevens is gebaseerd op [USACE; 1998]. Daar waar nodig zijn aanvullende literatuurverwijzingen opgenomen.

RUIMTELIJK FUNCTIONEEL ONTWERP

Het ruimtelijk functioneel ontwerp van het USACE wordt geresumeerd in een basistekening (zie Bijlage V). Vanaf hier wordt gebruik gemaakt van een aardvast assenstelsel op de projectlocatie dat in de basistekening aangegeven staat. Peilmaten worden aangegeven ten opzichte van Mean Sea Level (MSL).

VERVAL

Kerende Toestand

Het maximale verval over de nieuwe stuw 2 treedt op tijdens volledig stuwen en wordt "kerende toestand" genoemd (zie Figuur 2-5 en Tabel 2-2).

$h_{W,BO}$ (m + MSL)	Bovenstroomse Waterstand	220,60
$h_{W,BE}$ (m + MSL)	Benedenstroomse Waterstand	216,40
Δh_{MAX} (m + MSL)	Verval	4,20

Tabel 2-2: *Verval (Kerende Toestand)*

De segmentschuiven zijn gesloten en rusten op de kruin van de drempels.

Geopende Toestand

De hoogste waterstand treedt op tijdens extreem grote afvoer. In deze "geopende toestand" is er geen verval (zie Figuur 2-8 en Tabel 2-3).

$h_{W,BO}$ (m + MSL)	Bovenstroomse Waterstand	229,50
$h_{W,BE}$ (m + MSL)	Benedenstroomse Waterstand	229,50
Δh_{MAX} (m + MSL)	Verval	0,00

Tabel 2-3: *Verval (Geopende Toestand)*

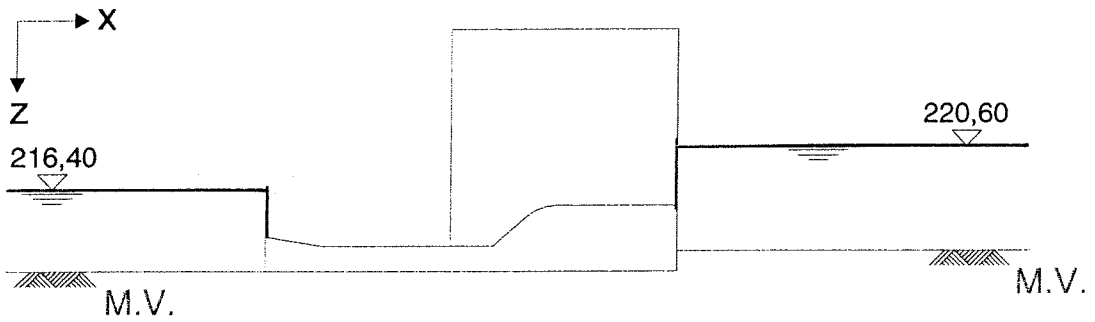
De segmentschuiven zijn geopend en staan volledig droog boven de waterlijn. Aangezien de segmentschuiven tijdelijk verwijderd kunnen zijn, moet dit belastinggeval bekeken worden met en zonder de segmentschuiven.

Onderhoud

Voor "onderhoud" moet de drempel worden kunnen drooggezet met behulp van schotten. Voor het verval over de nieuwe stuw 2 wordt uitgegaan van het ongunstigste verval (zie Tabel 2-4 en Figuur 2-12).

$h_{W,BO}$ (m + MSL)	Bovenstroomse Waterstand	220,60
$h_{W,BE}$ (m + MSL)	Benedenstroomse Waterstand	216,40
Δh_{MAX} (m + MSL)	Verval	4,20

Tabel 2-4: *Verval (Onderhoud)*

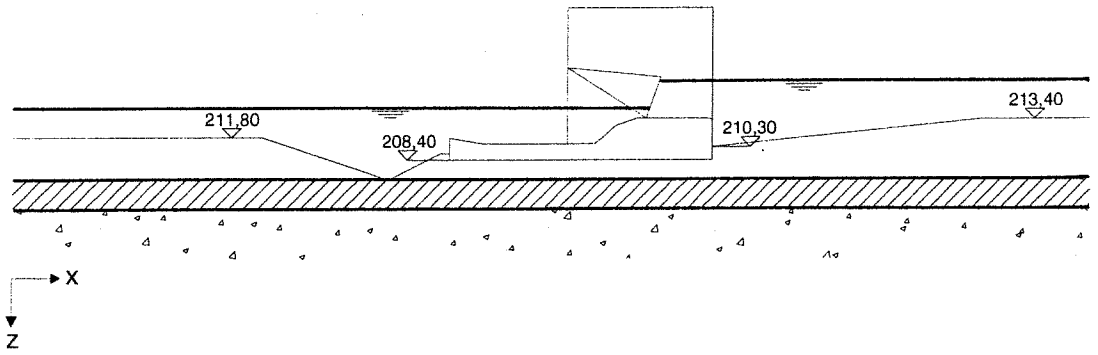


Figuur 2-12: *Onderhoud*

De segmentschuiven zijn geopend. Aangezien de segmentschuiven tijdelijk verwijderd kunnen zijn, moet dit belastinggeval bekeken worden met en zonder de segmentschuiven.

BODEMLIGGING

Constructief Ontwerp



Figuur 2-13: *Bodemligging*

Voor het constructief ontwerp wordt de werkelijke bodemligging ter hoogte van de aansluiting van de onderbouw met de ondergrond aangehouden (zie Figuur 2-13 en Tabel 2-5).

$h_{B,BO}$ (m + MSL)	Bovenstroomse Bodemligging	210,30
$h_{B,BE}$ (m + MSL)	Benedenstroomse Bodemligging	208,40

Tabel 2-5: *Bodemligging (Constructief Ontwerp)*

Hydraulisch Ontwerp

In verband met de "oneffenheden" in het bodemprofiel en de daarmee samenhangende kromming van de stroomlijnen geeft de werkelijke bodemligging geen juist beeld van de waterbeweging. De bodemligging boven- en benedenstrooms van de nieuwe stuw 2 wordt als volgt vastgelegd voor het hydraulisch ontwerp (zie Figuur 2-13 en Tabel 2-6).

$h_{B,BO}$ (m + MSL)	Bovenstroomse Bodemligging	213,40
$h_{B,BE}$ (m + MSL)	Benedenstroomse Bodemligging	211,80

Tabel 2-6: *Bodemligging (Hydraulisch Ontwerp)*

OMGEVING

MONONGAHELA RIVER

De Monongahela River is een rivier met een lage basisafvoer. In het winterseizoen en incidenteel in de overige jaargetijden vertoont de afvoer pieken (zie Bijlage II: 037-LBR-14/6 (Lower Pool Hydrographs), 14/7 (Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve), 14/13 (Upper Pool Hydrographs) en 14/14 (Upper Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)). De waterstand boven- en benedenstrooms bij basisafvoer wordt in de huidige situatie vastgelegd (zie Tabel 2-7).

$h_{W,BO}$ (m + MSL)	Bovenstroomse Waterstand bij Basisafvoer	219,10
$h_{W,BE}$ (m + MSL)	Benedenstroomse Waterstand bij Basisafvoer	216,40

Tabel 2-7: *Waterstand bij Basisafvoer*

Het bodemverhang in de rivier bedraagt $1{,}76*10^{-4}$. De Chézy-waarde wordt constant verondersteld en bedraagt 50 $m^{0,5}s^{-1}$.

SEDIMENTTRANSPORT

Het sedimenttransport is gemeten bij verschillende afvoer ter hoogte van stuwcomplex 2 [USA Geological Survey; 1997] (zie Tabel 2-8).

		Meting 1	Meting 2
Q (m^3s^{-1})	Afvoer	2532	216
S (m^3s^{-1})	Sedimenttransport	$8{,}00*10^{-1}$	$1{,}62*10^{-4}$

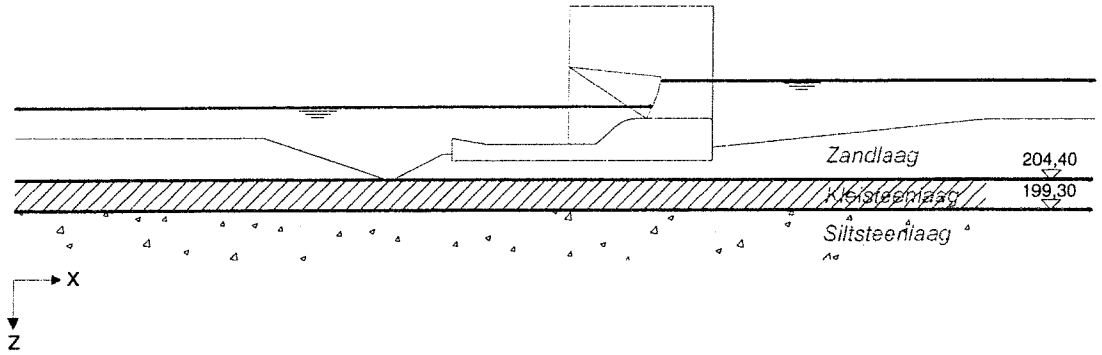
Tabel 2-8: *Sedimenttransport*

WIND

Er kan gewerkt worden tot een windsnelheid van 13,40 ms^{-1} (6 Beaufort).

ONDERGROND

De ondergrond (zie Figuur 2-14) is opgebouwd uit een zandlaag en twee rotslagen (zie Bijlage II: 037-LBR-5/1 (Sounding Plan), 10/1 (Foundation Exploration), 10/3 (Foundation Exploration) en 10/36 (Foundation Exploration)).



Figuur 2-14: *Ondergrond*

Zandlaag

De zandlaag loopt van de rivierbodem tot aan MSL + 204,40 m. De peilmaten van beide grenzen kunnen enigszins variëren. Aan de hand van de boorgegevens, waardes van de standard penetration test (SPT) [Grondmechanica Delft; 1991] (zie Bijlage VI) en [Verruijt; 1993] kunnen onderstaande eigenschappen aan de zandlaag worden toegekend (zie Tabel 2-9).

$\gamma_{EG.ZAND.NAT}$ (kNm^{-3})	Volumiek Gewicht (Nat)	20
$\gamma_{EG.ZAND.DROOG}$ (kNm^{-3})	Volumiek Gewicht (Droog)	18
Φ (°)	Inwendige Wrijvingshoek	30
C (kNm^{-2})	Cohesie	0
K_A	Coëfficiënt voor actieve Korrelspanning	0,33
K_N	Coëfficiënt voor neutrale Korrelspanning	0,50
K_P	Coëfficiënt voor passieve Korrelspanning	3,00
C'_P	Primaire Samendrukkingsconstante	200
C'_S	Secundaire Samendrukkingconstante	0
C_B (zand met grind)	Pipingcoëfficiënt (Bligh)	9
C_L (grof zand)	Pipingcoëfficiënt (Lane)	5
k_Z (ms^{-1})	Doorlatendheid	0,001

Tabel 2-9: *Eigenschappen Zandlaag*

Er kan op de zandlaag gefundeerd worden. De draagkracht van de zandlaag kan voor een eerste ontwerpberekening op 500 kNm^{-2} gesteld worden (zie Bijlage VII).

Rotslagen

De inwendige wrijvingshoek, de cohesie en de draagkracht van de rotslagen worden vastgelegd door het rock mass rating (RMR) systeem volgens [Bieniawski; 1989], dat gebruik maakt van de rock quality designation (RQD) index volgens [Hoek; 2000] (zie Bijlage VII). In het RMR systeem worden per onderdeel scores gegeven aan een rotslaag. De punten waarop de rotslaag beoordeeld wordt, zijn de druksterkte van het rotsmateriaal, de RQD index, de afstand tussen de scheuren, de conditie van de scheuren, de oriëntatie van de scheuren en het wel of niet aanwezig zijn van grondwater. Door de scores te sommeren ontstaat de totaalscore, zodat de rotsklasse en de daarbij behorende eigenschappen kunnen worden bepaald. De RQD index is gedefinieerd als het percentage intacte stukken rots kleiner dan 100 mm.

Kleisteenlaag

De kleisteenlaag loopt van MSL + 204,40 m tot MSL + 199,30 m. De peilmaten van beide grenzen kunnen enigszins variëren. De doorlatendheid van de kleisteenlaag is zeer groot, want ze bevat zeer veel scheuren (RQD = 0 tot 100%). De druksterkte van de kleisteen is volgens de boorgegevens 12,50 MNm^{-2}. De RMR bedraagt 2 + 3 + 5 + 10 + 7 - 15 = 12. De kleisteenlaag kan geklassificeerd worden als "very poor rock". De onderstaande eigenschappen kunnen aan de kleisteenlaag worden toegekend (zie Bijlage VII en Tabel 2-10).

$\gamma_{EG.KLEISTEENLAAG}$ (kNm^{-3})	Volumiek Gewicht	24
Φ (°)	Inwendige Wrijvingshoek	$\Phi < 15$
C (kNm^{-2})	Cohesie	$100 < C < 200$

Tabel 2-10: *Eigenschappen Kleisteenlaag*

De draagkracht van deze grondlaag kan voor een eerste ontwerpberekening op 200 kNm^{-2} gesteld worden.

Siltsteenlaag

De siltsteenlaag loopt van MSL + 199,30 m verder de ondergrond in. De peilmaat van de bovengrens kan enigszins variëren. De siltsteenlaag bevat minder scheuren dan de kleisteenlaag (RQD = +/- 100%). Plaatselijk kan de RQD-waarde echter wel iets lager uitvallen. De siltsteenlaag kan als ondoorlatend beschouwd worden. De druksterkte van de siltsteen is volgens de boorgegevens 50,00 MNm^{-2}. De RMR bedraagt 4 + 20 + 15 + 10 + 7 – 15 = 41. De siltsteenlaag kan geklassificeerd worden als "fair rock". De onderstaande eigenschappen kunnen aan de siltsteenlaag worden toegekend (zie Bijlage VII en Tabel 2-11).

$\gamma_{EG.SILTSTEENLAAG}$ (kNm^{-3})	Volumiek Gewicht	25
Φ (°)	Inwendige Wrijvingshoek	$25 < \Phi < 35$
C (kNm^{-2})	Cohesie	$200 < C < 300$

Tabel 2-11: *Eigenschappen Siltsteenlaag*

De draagkracht van deze grondlaag kan voor een eerste ontwerpberekening op 7000 kNm^{-2} gesteld worden.

UITVOERING

TRANSPORT

Water (Ohio en Monongahela River)

Transport en afzinken is alleen toegestaan vanaf 1 mei tot en met 31 oktober. Onderstaande gegevens gelden voor het riviertraject van 38,4 km tussen Leetsdale en de projectlocatie [DMC; 1999]:

Transport- en Afzinkmaterieel

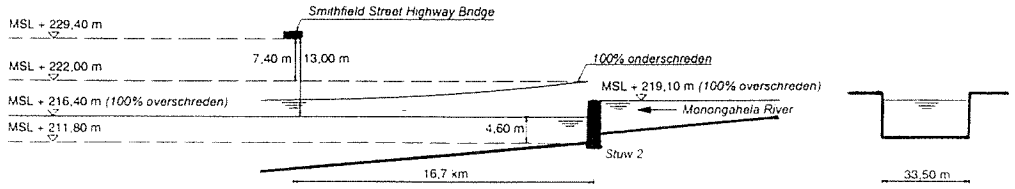
De rivier is bevaarbaar voor eenvoudig hulpmaterieel om de constructie-elementen te transporteren en af te zinken tot een stroomsnelheid van 1,00 ms^{-1} [Hakkaart; 2000]. Dit is ruimer dan de eerder vermelde 0,60 ms^{-1}.

Scheepvaart

De Monongahela River is niet bevaarbaar voor bulkschepen, indien de stroomsnelheid 1,44 ms^{-1} overschrijdt. Boven een rivierwaterstand van MSL + 222,66 m juist bovenstrooms van stuwcomplex 2 treedt de rivier buiten haar oevers. Deze waterstand correspondeert met een afvoer van ongeveer 2992 m^3s^{-1}. Nadat scheepvaart heeft stilgelegen vanwege te hoge waterstanden, mag er pas weer gevaren worden indien de waterstand onder MSL + 221,59 m komt en blijft dalen.

Profiel van vrije Doorvaart

Het maatgevende profiel van vrije doorvaart is weergegeven in Figuur 2-15. Uitgaande van een horizontale waterstand is de rivierdoorsnede ter hoogte van de Smithfield Street Highway Bridge maatgevend voor de doorvaarthoogte [USACE; 1998] (zie Bijlage VIII). De onderkant van het brugdek ligt op MSL + 229,40 m. Een waterstand van MSL + 222,00 m wordt hier 100% van de tijd onderschreden. De doorvaarthoogte ter hoogte van de Smithfield Street Highway Bridge bedraagt minimaal 229,40 – 222,00 = 7,40 m.

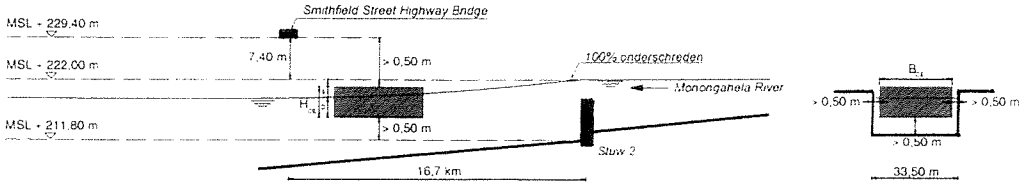


Figuur 2-15: *Profiel van vrije Doorvaart*

De doorvaartbreedte van de drie scheepvaartsluizen op het riviertraject tussen Leetsdale en de projectlocatie bedraagt 33,50 m. De lengte van de sluiskolken van de drie scheepvaartsluizen op het riviertraject tussen Leetsdale en de projectlocatie bedraagt 219,50 m. Uitgaande van een horizontale waterstand is de waterdiepte in de rivierdoorsnede juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 maatgevend. Een waterstand van MSL + 216,40 m wordt hier 100% van de tijd overschreden. De waterdiepte juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 bedraagt minimaal 216,40 – 211,80 = 4,60 m.

Toleranties

De speling boven, onder en naast een constructie-element moet tijdens transport minimaal 0,50 m bedragen [DMC; 1999] (zie Figuur 2-16).



Figuur 2-16: *Toleranties*

Spoor

Het profiel van vrije ruimte wordt gevormd door het spoor en de daaromheen liggende infrastructuur. Het transportmaterieel vormt volgens [Intercontainer-Interfrigo; 1999] een beperking voor het profiel van vrije ruimte en het gewicht van een constructie-element (zie Bijlage IX):

Profiel van vrije Ruimte

De lengte van een platte goederenwagon kan oplopen tot 31,50 m. De breedte van een platte goederenwagon kan maximaal 2,50 meter bedragen. Bij transport per spoor moeten de lengte en de breedte van een constructie-element binnen deze marges blijven. De maximale hoogte van de op de platte goederenwagon te vervoeren constructie-elementen is afhankelijk van de transportweg (viaducten). Aangezien het hulpmaterieel afgestemd is op het spoor, hebben bochten in het spoortraject geen invloed op de bovengenoemde maximale lengte.

Gewicht

Het gewicht van een constructie-element kan bij bovengenoemde lengte en breedte 1050 kN bedragen.

Weg

Het profiel van vrije ruimte wordt gevormd door de transportweg zelf en de daaromheen liggende infrastructuur. Hier wordt volgens [Van Seumeren; 1999] voor het dwarsprofiel van vrije ruimte en het gewicht van een constructie-element een beperking gevormd door het transportmaterieel (zie Bijlage X):

Profiel van vrije Ruimte

Bij transport over de weg kan de lengte van een constructie-element maximaal 3 * 14,00 = 42,00 m (3 opleggers) bedragen. De breedte van de oplegger bedraagt maximaal 3,00 m, maar het te vervoeren constructie-element kan theoretisch (indien bijvoorbeeld cilindervormig in de breedte) breder zijn. De maximale hoogte van een constructie-element is wederom afhankelijk van de transportweg (viaducten). Meer dan bij transport per spoor zullen bochten in de transportweg invloed hebben op de mogelijke dimensies van een te transporteren constructie-element.

Gewicht

Bij transport over de weg kan maximaal een constructie-element met een gewicht van 2340 kN getransporteerd worden. De gewichtscapaciteit van het transportmaterieel wordt bepaald door het te gebruiken transportsysteem en niet door bovengenoemde afmetingen.

HEFCAPACITEIT

Bij alle vormen van transport is de hefcapaciteit in combinatie met de vlucht van kranen en bokken van belang (zie Bijlage XI). De hefcapaciteit van kranen [Van Seumeren; 1999] en bokken [Smit Tak; 1999] neemt af bij toenemende vlucht:

Vaste Kranen

Normale, vaste kranen kunnen maximaal een hefcapaciteit van 4000 kN hebben. Bij grotere, vaste kranen kan de hefcapaciteit oplopen tot 14000 kN.

Drijvende Bokken

De hefcapaciteit van drijvende bokken varieert van 4000 tot 16000 kN.

OMGEVING

Sluizencomplex

Het naastgelegen sluizencomplex moet ten alle tijde operationeel blijven.

Scheepvaart

De scheepvaart moet ten alle tijde doorgang blijven vinden.

ONTWERP

ALGEMEEN

Voor het concept ontwerp worden de constructie-elementen verondersteld voor 20% uit beton te bestaan [Vos; Jager; 2000]. Voor het eigen gewicht van hulpmaterieel wordt een percentage van 1 tot 5% in rekening gebracht. Het eigen gewicht van een constructie-element inclusief hulpmaterieel wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 21 tot 25% van het totale volume van het constructie-element beslaat.

BETON

Het volumiek gewicht van gewapend beton bedraagt 25 kNm^{-3}. De onderbouw van de nieuwe stuw 2 wordt in gewapend en (indien ontwerptechnisch noodzakelijk) voorgespannen beton uitgevoerd. De Monongahela River is een vervuilde rivier in industriegebied. Vanwege deze agressieve omgeving wordt voor de betonkwaliteit B45 aangehouden. Onderstaande eigenschappen van B45 zijn gebaseerd op [Vis; Sagel; 1997] (zie Tabel 2-12).

Druk	f'_{CK} (Nmm^{-2})	**Karakteristieke Kubusdruksterkte**	45,00
	$f'_{B.REP}$ (Nmm^{-2})	**Representattieve Druksterkte**	32,40
	f'_{B} (Nmm^{-2})	**Rekenwaarde Druksterkte**	27,00
	$f'_{BM.0}$ (Nmm^{-2})	**Gemiddelde korteduur Buigdruksterkte**	45,22
	$f'_{BM.\infty}$ (Nmm^{-2})	**Gemiddelde langeduur Buigdruksterkte**	38,44
Trek	f_{BK} (Nmm^{-2})	**Karakteristieke Kubustreksterkte**	2,83
	$f_{B.REP}$ (Nmm^{-2})	**Representatieve Treksterkte**	1,98
	f_{B} (Nmm^{-2})	**Rekenwaarde Treksterkte**	1,65
	$f_{BM.0}$ (Nmm^{-2})	**Gemiddelde korteduur Buigtreksterkte**	3,66
	$f_{BM.\infty}$ (Nmm^{-2})	**Gemiddelde langeduur Buigtreksterkte**	2,56
Elasticiteitsmodulus	Φ_K	**Kruipfactor**	0,45
	$E'_{B.0}$ (Nmm^{-2})	**Korteduur Elasticiteitmodulus**	33500
	$E'_{B.\infty}$ (Nmm^{-2})	**Langeduur Elasticiteitmodulus**	23103
Rek	ε'_{BPL} (‰)	**Betonstuik plastische Vervorming**	1,75
	ε'_{BU} (‰)	**Grenswaarde Betonstuik**	3,50
Schuifspanning	τ_1 (Nmm^{-2})	**Grenswaarde Schuifspanning zonder Schuifwapening**	0,66
	τ_2 (Nmm^{-2})	**Grenswaarde Schuifspanning met Schuifspanning**	5,40
Wapng	$\omega_{0.MIN}$ (%)	**Minimum Wapeningspercentage**	0,21
	$\omega_{0.MAX}$ (%)	**Maximum Wapeningspercentage**	2,48

Tabel 2-12: *Materiaaleigenschappen Beton (B45)*

BETONSTAAL

Voor het betonstaal wordt FeB500 aangehouden. Onderstaande eigenschappen van FeB500 zijn gebaseerd op [Vis; Sagel; 1997] (zie Tabel 2-13).

Trek	$f_{S.REP}$ (Nmm^{-2})	**Representatieve Treksterkte**	500
	f_S (Nmm^{-2})	**Rekenwaarde Treksterkte**	435
Elasticiteitsmodulus	E_S (Nmm^{-2})	**Elasticiteitsmodulus**	200000
Rek	$\varepsilon_{S.U}$ (‰)	**Rek bij maximale Belasting**	2,75

Tabel 2-13: *Materiaaleigenschappen Betonstaal (FeB500)*

VOORSPANSTAAL

Voor het voorspanstaal wordt FeP1860 aangehouden. Er wordt gebruik gemaakt van het VSL voorspansysteem (VMA type EC, zie Bijlage XII). Er wordt aangenomen dat er 15% voorspanverliezen optreden. Onderstaande eigenschappen van FeP1860 zijn gebaseerd op [Walraven; Galjaard; 1997] (zie Tabel 2-14).

Treksterkte	$f_{PU,REP}$ ***(Nmm^{-2})***	***Representatieve Treksterkte***	1860
	f_{PU} ***(Nmm^{-2})***	***Rekenwaarde Treksterkte***	1690
Breukrek	ε_{PU} ***(‰)***	***Breukrek***	35
0,1%-Rekgrens	$f_{P,REP}$ ***(Nmm^{-2})***	***Representatieve Treksterkte***	1600
	f_P ***(Nmm^{-2})***	***Rekenwaarde Treksterkte***	1450
Maximale Trekspanning	σ_{P0} ***(Nmm^{-2})***	***Spanning tijdens Spannen***	1465
	σ_{Pi} ***(Nmm^{-2})***	***Spanning direct na Spannen***	1350
Knik in σ-ε-diagram	***0,9 * f_{PU} (Nmm^{-2})***	***Rekenwaarde Treksterkte***	1520
	ε_P ***(‰)***	***Rek***	7,60
	0,9 * $f_{PU,REP}$ (Nmm^{-2})	***Representatieve Treksterkte***	1675
	ε_P ***(‰)***	***Rek***	8,38

Tabel 2-14: *Materiaaleigenschappen Voorspanstaal (FeP1860)*

OVERIG

De versnelling ten gevolge van de zwaartekracht bedraagt 10,00 ms^{-2}. Het volumiek gewicht van water bedraagt 10 kNm^{-3}.

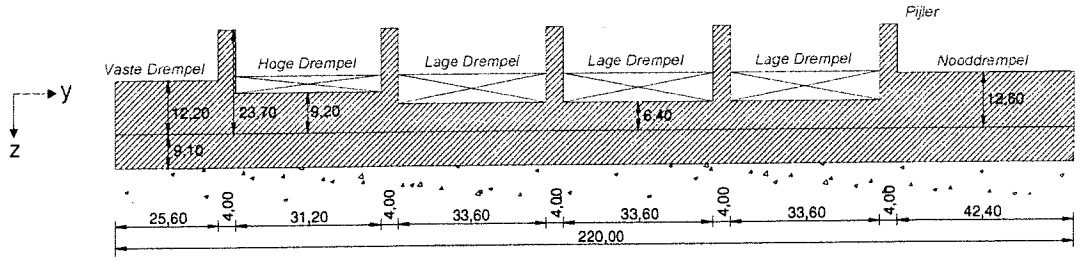
3 CONCEPT ONTWERP

3.1 EXTERNE AFMETINGEN

De externe afmetingen uit het ontwerp van het USACE dienen als basis voor de externe afmetingen voor dit afstudeerproject. De externe x-afmetingen van de drempels liggen vast in verband met de hydraulische vormgeving van de onderbouw en het stuwprogramma. De totale externe y-afmeting bedraagt 25,60 + 31,20 + 3 * 33,60 + 42,40 + 5 * 4,00 = 220,00 m. In z-richting kan er onderscheid gemaakt worden tussen een funderingsdiepte op de zandlaag (MSL + 208,40 m) of op de siltsteenlaag (MSL + 199,30 m). De externe afmetingen uit het ontwerp van het USACE worden in Tabel 3-1 en Figuur 3-1 in beeld gebracht.

	x-afmeting (m)	y-afmeting (m)	z-afmeting (m) [zandlaag]	z-afmeting (m) [siltsteenlaag]
Vaste Drempel	41,20	25,60	12,20	21,30
Hoge Drempel	41,20	31,20	9,20	18,30
Lage Drempels	41,20	3 * 33,60	6,40	15,50
Nooddrempel	41,20	42,40	12,60	21,70
Pijlers[1]	41,20 22,60	5 * 4,00	23,70	32,80

Tabel 3-1: *Externe Afmetingen USACE*



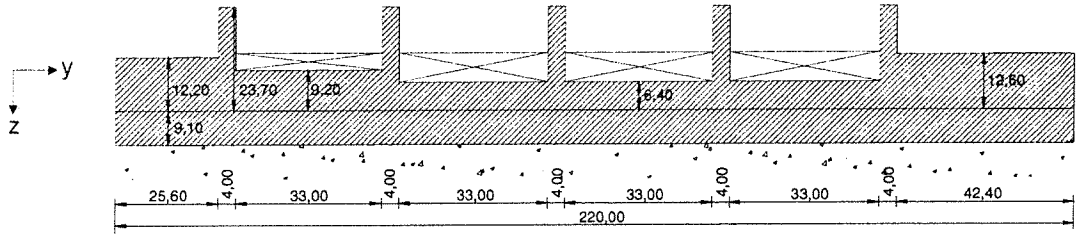
Figuur 3-1: *Externe Afmetingen USACE*

De externe y-afmetingen bieden enige ruimte voor variatie, mits de grootte van het doorstroomprofiel tussen de pijlers gehandhaafd blijft. De externe y-afmetingen worden aangepast met het oog op repetitie-effect en symmetrie-overwegingen. De pijlerbreedte bedraagt 4,00 m. De hart-op-hart afstand tussen alle pijlers wordt op 37,00 m (dagmaat van 37,00 – 4,00 = 33,00 m) gesteld. De totale externe y-afmeting bedraagt 25,60 + 33,00 + 3 * 33,00 + 42,40 + 5 * 4,00 = 220,00 m. Dit leidt dit tot de aangepaste externe afmetingen in Tabel 3-2 en Figuur 3-2, die vanaf hier als de externe afmetingen voor dit afstudeerproject gelden.

	x-afmeting (m)	y-afmeting (m)	z-afmeting (m) [zandlaag]	z-afmeting (m) [siltsteenlaag]
Vaste Drempel	41,20	25,60	12,20	21,30
Hoge Drempel	41,20	33,00	9,20	18,30
Lage Drempels	41,20	3 * 33,00	6,40	15,50
Nooddrempel	41,20	42,40	12,60	21,70
Pijlers	41,20 22,60	5 * 4,00	23,70	32,80

Tabel 3-2: *Aangepaste externe Afmetingen*

[1] In het ontwerp van het USACE heeft de pijler een L-vorm. De horizontale poot heeft een externe x-afmeting van 41,20 m. De verticale poot heeft een externe x-afmeting van 22,60 m.



Figuur 3-2: *Aangepaste externe Afmetingen*

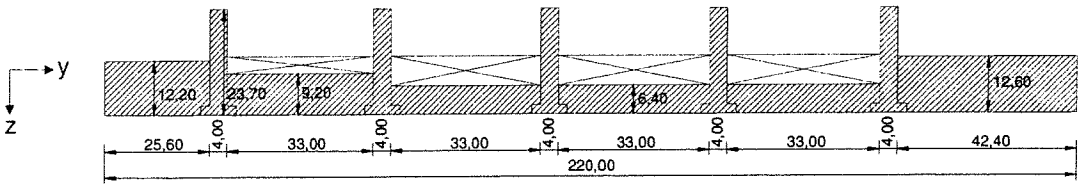
3.2 CONSTRUCTIEVE SYSTEMEN

3.2.1 CONCEPTEN

Uit een brainstorm naar een constructief systeem van de onderbouw en de fundering zijn, met het oog op het ontwerp van het USACE, concept A (losse constructie-elementen) en B (U-vorm) naar voren gekomen. Bij concept A zijn de pijlers met een voet getekend. Indien deze voeten weggelaten worden, ontstaat er een ander concept. Daarnaast zijn er zowel bij concept A als B geen onderloopsheidvoorzieningen getekend. De pijlervoeten en onderloopsheidvoorzieningen worden uitgewerkt vanaf §3.2.3.

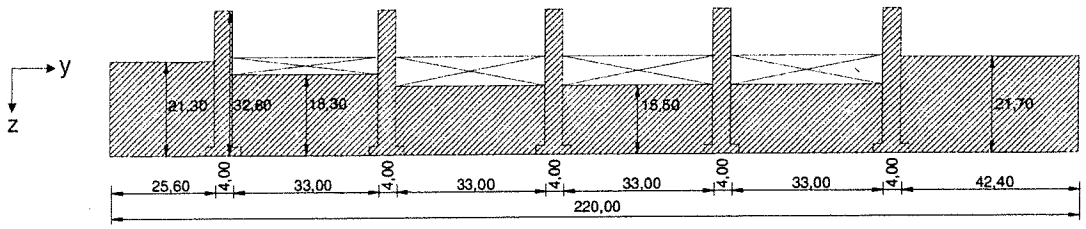
CONCEPT A: LOSSE CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

Het constructieve systeem bestaat uit de losse constructie-elementen pijlers en drempels. De pijlers en drempels kunnen rechtstreeks op staal op de zandlaag gefundeerd worden. De externe afmetingen van de constructie-elementen van concept A (constructie-elementen tot zandlaag) kunnen bepaald worden aan de hand van Tabel 3-2 en Figuur 3-2 en worden in beeld gebracht in Figuur 3-3.



Figuur 3-3: *Externe Afmetingen Concept A (Constructie-Elementen tot Zandlaag)*

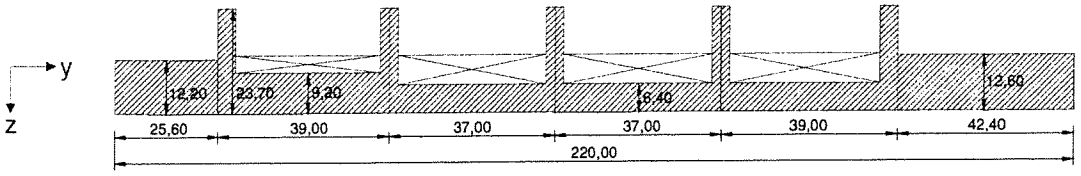
Een andere mogelijkheid is dat de pijlers en drempels op palen, putten of caissons gefundeerd worden. De palen, putten of caissons worden doorgezet tot de top van de siltsteenlaag. De externe afmetingen van de constructie-elementen van concept A (constructie-elementen tot siltsteenlaag) kunnen bepaald worden aan de hand van Tabel 3-2 en Figuur 3-2 en wordt in beeld gebracht in Figuur 3-4.



Figuur 3-4: *Externe Afmetingen Concept A (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)*

CONCEPT B: U-VORMEN

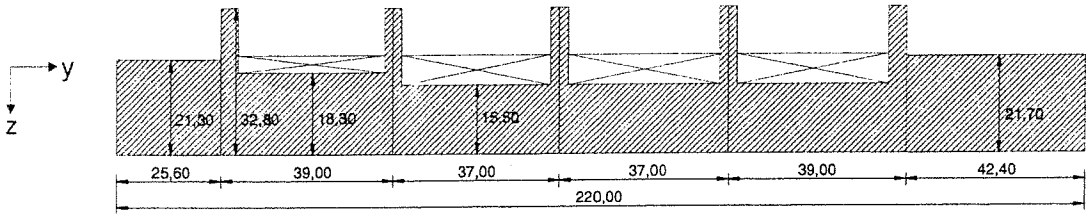
Het constructieve systeem bestaat uit losse U-vormen. De U-vormen kunnen rechtstreeks op staal op de zandlaag gefundeerd worden. De externe afmetingen van de constructie-elementen van concept B (constructie-elementen tot zandlaag) kunnen bepaald worden aan de hand van Tabel 3-2 en Figuur 3-2 en worden in beeld gebracht in Figuur 3-5.



Figuur 3-5: *Externe Afmetingen Concept B (Constructie-Elementen tot Zandlaag)*

Een andere mogelijkheid is dat de U-vormen op palen, putten of caissons gefundeerd worden. De palen, putten of caissons worden doorgezet tot de top van de siltsteenlaag. De externe

afmetingen van de constructie-elementen van concept B (constructie-elementen tot siltsteenlaag) kunnen bepaald worden aan de hand van Tabel 3-2 en Figuur 3-2 en worden in beeld gebracht in Figuur 3-6.



Figuur 3-6: *Externe Afmetingen Concept B (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)*

3.2.2 PROFIEL VAN VRIJE RUIMTE

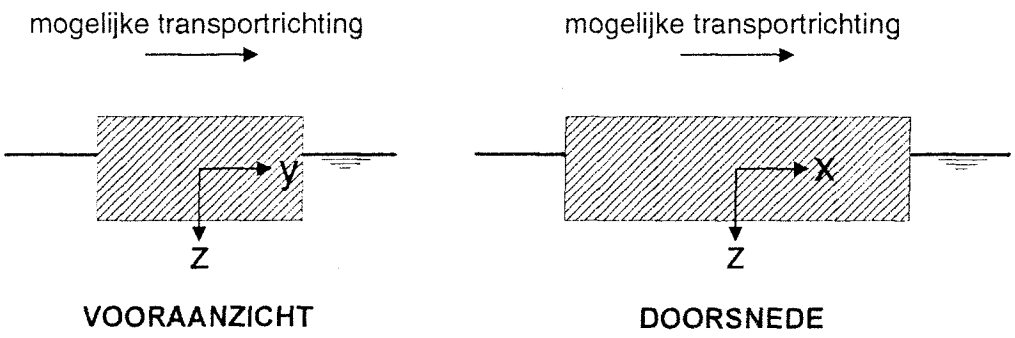
TRANSPORTMETHODEN

Grofweg zijn er drie transportmethoden te onderscheiden, namelijk transport per spoor, over de weg en over het water. Het profiel van vrije ruimte bij transport per spoor ligt in alle richtingen vast. Bij transport over de weg zijn er in de breedterichting van het transportmaterieel meer mogelijkheden. Daarentegen wordt de afmeting in de lengterichting van het transportmaterieel beperkt door de maximale draaicirkel die het op het locale wegennet kan maken. Uit de handberekeningen "Transport per Spoor" (zie Bijlage IX) en "Transport over Weg" (zie Bijlage X) blijkt dat, indien de capaciteit van het materieel volledig benut wordt, er bij transport per spoor en over de weg alleen langwerpige constructie-elementen vervoerd kunnen worden. Constructie-elementen met deze verhoudingen zijn moeilijk in te passen in het constructief systeem en leveren meer problemen op bij overslag en afzinken. Daarnaast zijn de mogelijke externe afmetingen kleiner dan bij transport over water. Naast meer constructie-elementen en voegen zullen er meer overslag- en afzinkmanoeuvres nodig zijn. Indien het materieel niet volledig benut wordt (bijvoorbeeld vanwege de draaicirkel), wordt het aantal constructie-elementen en daarmee het aantal overslag- en afzinkmanoeuvres groter. Daarentegen is het repetitie-effect groter. Transport per spoor en over de weg is dan ook minder geschikt dan transport over water.

Alleen transport over water wordt in beschouwing genomen.

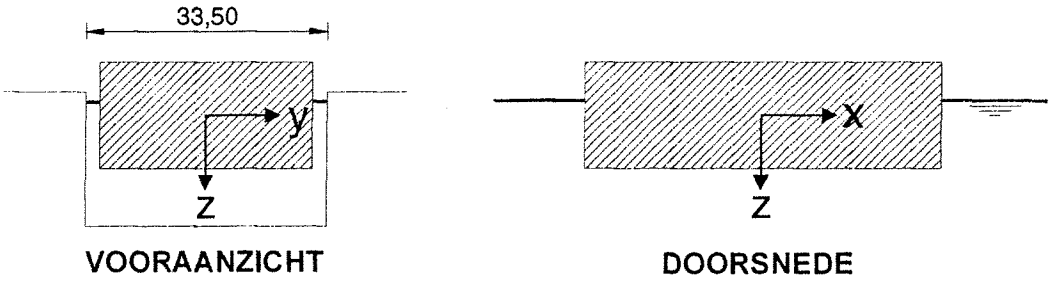
OPDELING CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

De constructie-elementen van concept A en B worden met behulp van de handberekening "Constructie-Elementen" (zie Bijlage XIII) zodanig opgedeeld in kleinere constructie-elementen dat deze binnen het profiel van vrije doorvaart van de rivier (zie Figuur 2-15) getransporteerd kunnen worden op basis van zelfdrijfvermogen. Het eigen gewicht van een constructie-element (20%) [Vos; Jager; 2000] inclusief standaard hulpmaterieel (1%) wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 20 + 1 = 21% van het totale volume van het constructie-element beslaat. Er wordt vanuit gegaan dat alle constructie-elementen geprefabriceerd worden. De constructie-elementen worden in hun eigen x- of y-richting getransporteerd (zie Figuur 3-7). De eigen x- en y-richting van de constructie-elementen zijn gerelateerd aan het aardvaste assenstelsel op de projectlocatie (zie Bijlage V). Er wordt vanuit gegaan dat de constructie-elementen niet gekanteld worden om hun eigen x- of y-as tijdens transport en afzinken.



Figuur 3-7: *Mogelijke Transportrichtingen*

Het is niet wenselijk dat er voegen in het yz-vlak komen. De externe x-afmeting van 41,20 m past niet binnen de doorvaartbreedte van de scheepvaartsluizen van 33,50 m. De constructie-elementen moeten in x-richting door de scheepvaartsluizen getransporteerd worden (zie Figuur 3-8).



Figuur 3-8: *Transport door Scheepvaartsluis*

De externe y-afmetingen van de constructie-elementen dienen aangepast te worden, zodat deze binnen de doorvaartbreedte van de scheepvaartsluizen passen. De externe z-afmetingen moeten binnen de maatgevende doorsnedes voor het profiel van vrije doorvaart in het benedenstroomse gedeelte van de rivier passen (zie Figuur 2-15 en Figuur 2-16).

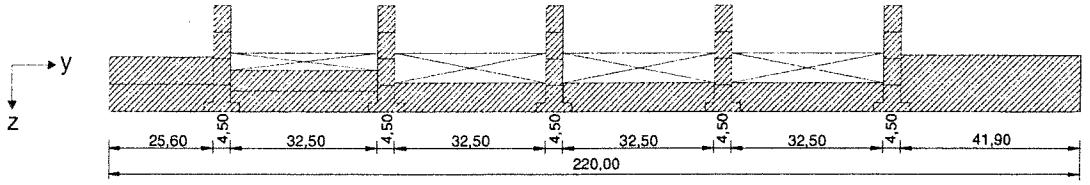
CONCEPT A

Uit de resultaten van de handberekening "Constructie-Elementen" blijkt dat transport mogelijk wordt door een kleine aanpassing van de externe y-afmetingen van de pijlers en drempels. Dit wordt weergegeven in Tabel 3-3, Figuur 3-9 en Figuur 3-10.

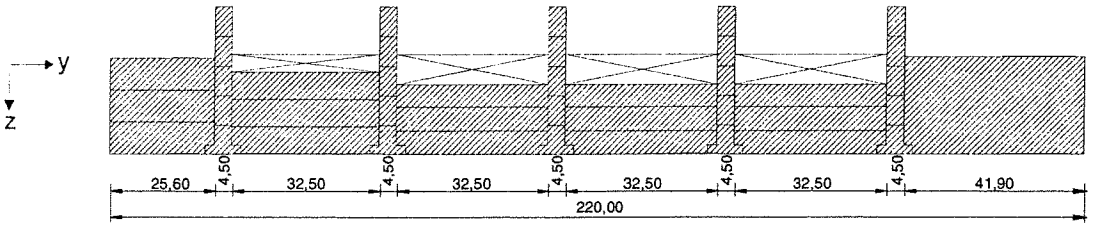
	x-afmeting (m)	y-afmeting (m)	z-afmeting (m) [zandlaag]	z-afmeting (m) [siltsteenlaag]
Vaste Drempel	41,20	25,60	2 * 6,10	3 * 7,10
Hoge Drempel	41,20	32,50	2 * 4,60	3 * 6,10
Lage Drempels	41,20	3 * 32,50	6,40	3 * 5,20
Pijlers	41,20 22,60	5 * 4,50	4 * 5,90	5 * 6,60

Tabel 3-3: *Externe Afmetingen Concept A (na Opdelen)*

De totale externe y-afmeting bedraagt 25,60 + 32,50 + 3 * 32,50 + 41,90 + 5 * 4,50 = 220,00 m.



Figuur 3-9: *Opdeling Concept (Constructie-Elementen tot Zandlaag)*



Figuur 3-10: *Opdeling Concept A (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)*

CONCEPT B

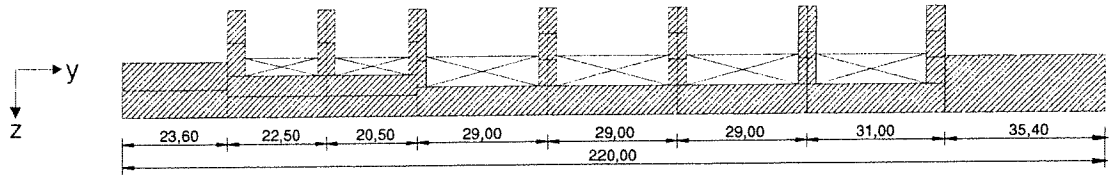
Uit de resultaten van de handberekening "Constructie-Elementen" blijkt dat door zowel bij de hoge als bij de lage drempels een extra pijler in te brengen, de externe y-afmetingen van de U-vorm dusdanig gereduceerd kunnen worden dat transport mogelijk wordt. Dit wordt weergegeven in Tabel 3-4, Figuur 3-11 en Figuur 3-12.

	x-afmeting (m)	y-afmeting (m)	z-afmeting (m) [zandlaag]	z-afmeting (m) [siltsteenlaag]
Vaste Drempel	41,20	23,60	2 * 6,10	3 * 7,10
Hoge Drempels	41,20	22,50	2 * 4,60[2]	3 * 6,10
		20,50	2 * 7,20[3]	2 * 7,20
Lage Drempels	41,20	4 * 29,00	6,40	3 * 5,20
			3 * 5,80	3 * 5,80

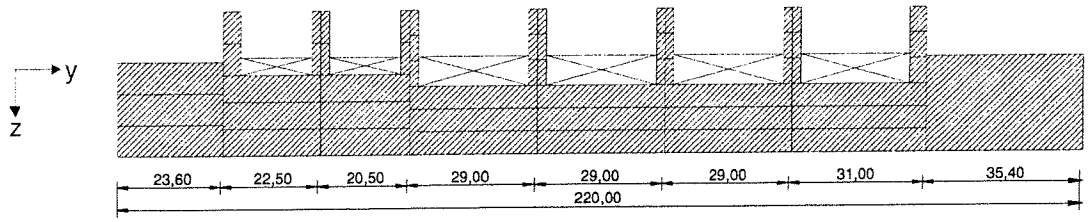
Tabel 3-4: *Externe Afmetingen Concept B (na Opdelen)*

De totale externe y-afmeting bedraagt 23,60 + 22,50 + 20,50 + 3 * 29,00 + 31,00 + 35,40 = 220,00 m.

[2] Externe z-afmeting van de drempel.
[3] Externe z-afmeting van de pijler.



Figuur 3-11: *Opdeling Concept B (Constructie-Elementen tot Zandlaag)*



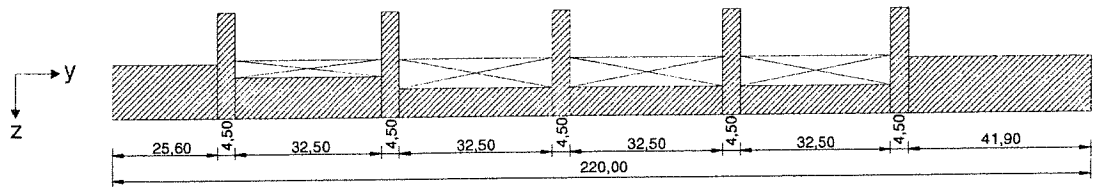
Figuur 3-12: *Opdeling Concept B (Constructie-Elementen tot Siltsteenlaag)*

Vanwege het grotere aantal benodigde voegen en bijkomende ontgravingswerkzaamheden worden de concepten waarbij de constructie-elementen tot aan de siltsteenlaag lopen verder niet in beschouwing genomen.

3.2.3 ONDERBOUW

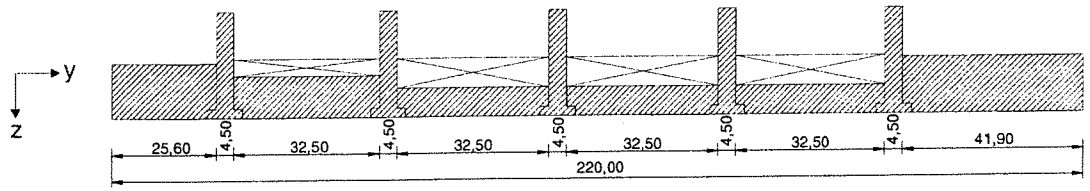
CONCEPT A

De onderbouw van concept A wordt vanaf hier gesplitst in de systemen I en II. Bij systeem I zijn de pijlers en de drempels gescheiden (zie Figuur 3-13). Dit houdt in dat de belastingafdracht gescheiden verloopt.



Figuur 3-13: *Concept A – Systeem I*

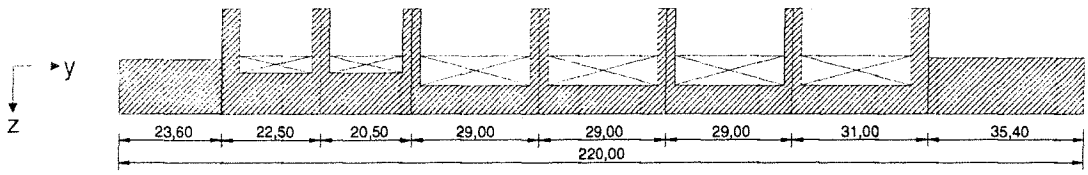
Bij systeem II zijn de drempels opgelegd op voeten aan de onderzijden van de pijlers (zie Figuur 3-14). De pijlers nemen de belastingafdracht van de drempels voor hun rekening.



Figuur 3-14: *Concept A - Systeem II*

CONCEPT B

De onderbouw van concept B wordt vanaf hier systeem III genoemd. Bij systeem III vormen de pijlers en de drempels een geheel (zie Figuur 3-15). De U-vormige constructie-elementen kunnen als volledig stijf worden beschouwd. De belastingafdracht vindt volledig geïntegreerd plaats.



Figuur 3-15: *Concept B - Systeem III*

3.2.4 FUNDERING

Gezien de problematiek rond de paalfundering in het ontwerp van het USACE wordt er gestreefd naar een fundering op staal. Een fundering op staal wordt uitvoeringstechnisch als eenvoudiger gezien dan een paalfundering. Indien een fundering op staal niet mogelijk blijkt, kan er overgegaan worden naar een paalfundering.

De fundering op staal wordt voor systeem I, II en III gevormd door de vloer van de constructie-elementen ter hoogte van de top van de zandlaag (MSL + 208,40 m) gecombineerd met eventuele maatregelen tegen onder- en achterloopsheid.

ONDER- EN ACHTERLOOPSHEID

Eventuele maatregelen om piping als gevolg van onder- en achterloopsheid te voorkomen, zijn van invloed op het verloop van de opwaartse waterbelasting onder de nieuwe stuw 2 en worden daarom voorafgaand aan de externe stabiliteit behandeld.

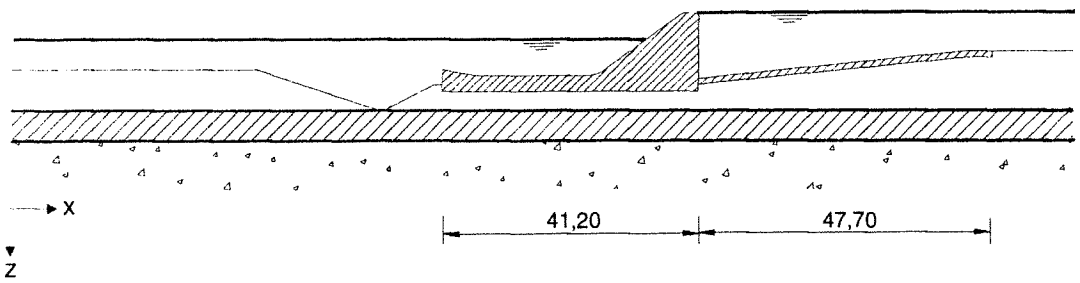
ONDERLOOPSHEID

In de handberekening "Kwel en Onder- en Achterloopsheid" (zie Bijlage XIV) wordt met behulp van de empirische benaderingen van Bligh en Lane nagegaan of er piping optreedt [Kuijper; 1998]. Er blijkt piping op te kunnen treden onder de nieuwe stuw 2. Er moeten maatregelen ter voorkoming van piping onder de nieuwe stuw 2 genomen worden. Deze maatregelen kunnen gezocht worden in het verlengen van de kwelweg of het "verbeteren" van de ondergrond.

Verlengen Kwelweg

Bodemplaat, Folie of Kleilaag

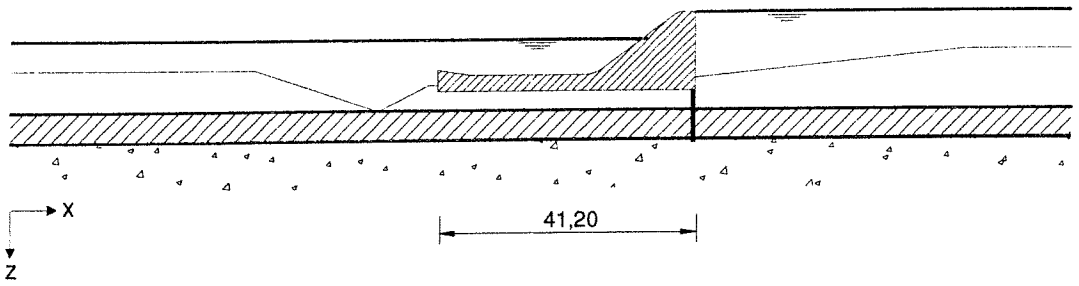
Door een bodemplaat, folie of kleilaag aan bovenstroomse zijde van de nieuwe stuw 2 aan te brengen kan de horizontale kwelweg verlengd worden (zie Figuur 3-16). Een bodemplaat, folie of kleilaag benedenstrooms is onmogelijk in verband met de hydraulische vormgeving. Het gewicht van de bodemplaat, folie of kleilaag moet voldoende weerstand tegen opdrijven bieden. De lengte van de bodemplaat, folie of kleilaag moet, zoals het hierboven is getekend, minimaal 47,70 m bedragen. De bodemplaat en folie vallen af in verband met te verwachten problemen rond het plaatsen in een stromende rivier. Een kleilaag valt af vanwege het ontbreken van het materiaal klei in de nabije omgeving.



Figuur 3-16: *Bodemplaat, Folie of Kleilaag*

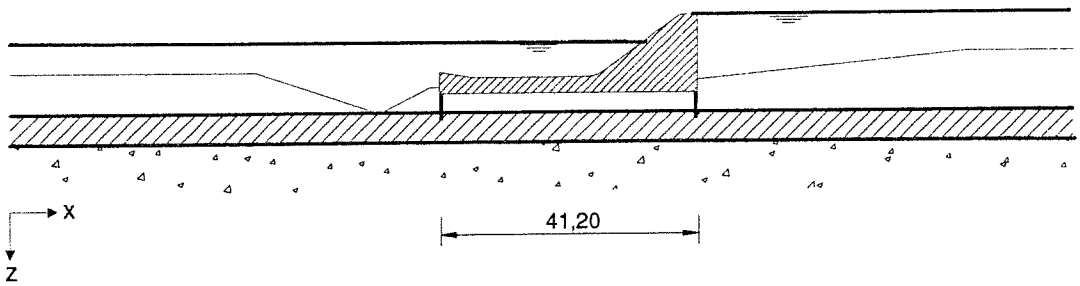
Damwanden

De verticale kwelweg kan verlengd worden door het plaatsen van damwanden. Uit oogpunt van piping kan een damwand het beste aan de benedenstroomse zijde geplaatst worden. De uitstroming van kwelwater is hier verticaal. De zandkorrels bieden in verticale richting meer weerstand tegen uitstroming dan in horizontale richting. Uit oogpunt van stabiliteit kan een damwand het beste aan de bovenstroomse zijde geplaatst worden. De opwaartse waterbelasting onder de nieuwe stuw 2 neemt af. In dit geval moet een verticale damwand aan de bovenstroomse zijde een lengte van 8,00 m hebben (zie Figuur 3-17). Dat betekent dat de damwand bijna tot in de siltsteenlaag loopt.



Figuur 3-17: *Eén Damwand*

Er kan ook overwogen worden om twee kortere damwanden van 5,00 m aan de boven- en benedenstroomse zijde van de nieuwe stuw 2 te plaatsen (zie Figuur 3-18). De onderkant van de damwanden ligt op MSL + 208,40 – 5,00 = MSL + 203,40 m.

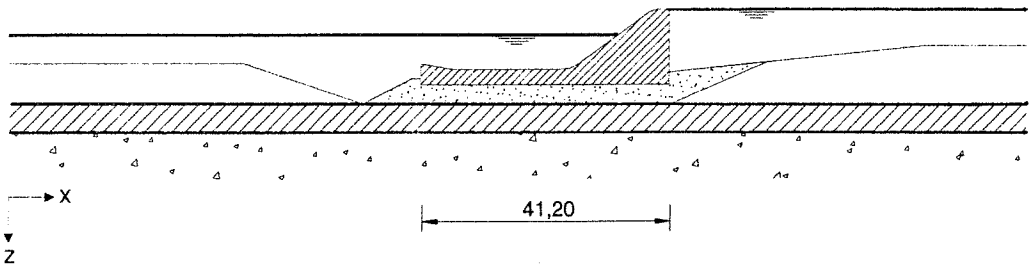


Figuur 3-18: *Twee Damwanden*

Verbeteren Ondergrond

Filter

Erosie kan worden tegengegaan door het aanbrengen van een grind- of steenpakket onder de constructie-elementen van de nieuwe stuw 2 (zie Figuur 3-19). Het filter tussen de constructie-elementen van de nieuwe stuw 2 en de rivierbodem voorkomt stroomconcentraties in de zandlaag door het poriënwater over een breed oppervlak via een granulaire laag af te voeren. Daarnaast kunnen er meerdere filterlagen (granulair of van geotextiel) nodig zijn voor het tegengaan van erosie van de zandlaag. Tenslotte moeten de filterlagen de belastingafdracht van de constructie-elementen van de nieuwe stuw 2 naar de ondergrond verzorgen. Door het aanbrengen van een filter neemt de onderloopsheid onder de nieuwe stuw 2 toe. Gezien de hoofdfunctie scheepvaart is dit niet wenselijk in verband met mogelijke daling van de waterspiegel in het bovenstroomse rivierpand. Daarnaast is het aanleggen van een filter onder de waterlijn moeilijk. Een filter valt af als mogelijkheid om piping en/of erosie als gevolg van onderloopsheid te voorkomen.



Figuur 3-19: *Filter*

Verticale Drainage

Door middel van verticale drains (filters) kan er verticale drainage plaatsvinden. De verticale drains kunnen overspannen grondwater afvoeren en erosie van de zandlaag tegengaan. Verder moet een verticale drain weerstand bieden aan de horizontale korrelspanning om te voorkomen dat de omringende ondergrond afschuift in de ruimte van de drain. Het aanleggen van een verticale drain onder de waterlijn is moeilijk. Verticale drains vallen af als mogelijkheid om piping en/of erosie als gevolg van onderloopsheid te voorkomen.

Eén damwand bovenstrooms of twee damwanden boven- en benedenstrooms zijn de meest geschikte oplossingen om piping te voorkomen.

ACHTERLOOPSHEID

De principes wat betreft achterloopsheid zijn dezelfde als die voor onderloopsheid. Aan de rechter oever fungeert de rivierkade van de nooddoorlaat als landhoofd voor de nieuwe stuw 2. Aangezien piping niet op kan treden onder de nooddoorlaat, zal achterloopsheid hier ook geen rol spelen. Aan de linker oever fungeert de ondoorlatende oeverconstructie die van de nieuwe tot aan de oude stuw 2 loopt (ongeveer 120,00 m) als bescherming tegen achterloopsheid, aangezien ze langer is dan 47,70 m (vergelijk met bodemplaat, folie of kleilaag tegen onderloopsheid).

3.2.5 EXTERNE STABILITEIT

Onderstaande grenstoestanden zijn gebaseerd op mogelijke bezwijkmechanismes van een fundering op staal [Kuijper, 1998]:

- ✓ ***Piping:*** Uit §3.2.4 blijkt dat een enkele damwand bovenstrooms of twee damwanden boven- en benedenstrooms de meest geschikte maatregelen zijn om piping te voorkomen. Piping is een gevaarlijk bezwijkmechanisme; er wordt een veiligheidsfactor van 1,50 aangehouden.
- ✓ ***Afschuiven:*** De nieuwe stuw 2 moet aan het "afschuifcriterium" voldoen. Dat wil zeggen dat de wrijving in het funderingsvlak groter moet zijn dan de horizontale belasting, zodat de nieuwe stuw 2 niet kan afschuiven. Afschuiven wordt als een minder gevaarlijk bezwijkmechanisme beschouwd; er wordt een veiligheidsfactor van 1,20 aangehouden.
- ✓ ***Draagvermogen[4]:*** Het draagvermogen van de ondergrond als gevolg van de bovenbelasting mag niet overschreden worden. Dit wordt getoetst door te controleren of de nieuwe stuw 2 aan het "kantelcriterium" voldoet en of de maximaal mogelijke verticale korrelspanning niet wordt overschreden. Het "kantelcriterium" eist dat de resultante van de bovenbelasting binnen de kern van het funderingsvlak ligt, zodat het gehele funderingsvlak op druk belast wordt en de nieuwe stuw 2 niet kan kantelen. Het "kantelcriterium" vereist geen veiligheidsfactor.

[4] Het is gebruikelijk het draagvermogen van de ondergrond te bepalen met behulp van de methode van Brinch-Hansen, die gebaseerd is op de schuifvlakken van Prandtl [Verruijt, 1993]. Vanwege de verhoudingen van de nieuwe stuw 2 ten opzichte van de ondergrond kunnen de schuifvlakken van Prandtl zich niet ontwikkelen, zodat de methode van Brinch-Hansen hier niet toepasbaar is.

✓ ***Vervorming:*** De bruikbaarheidsgrenstoestand vervorming stelt eisen aan de vormgeving van het constructief systeem. Ongelijke zettingen tussen twee constructie-elementen zijn niet toegestaan, omdat ze het functioneren van de bovenbouw kunnen verhinderen. Rotaties van twee constructie-elementen ten opzichte van elkaar zijn niet toegestaan, aangezien dit het functioneren van de bovenbouw onmogelijk kan maken.

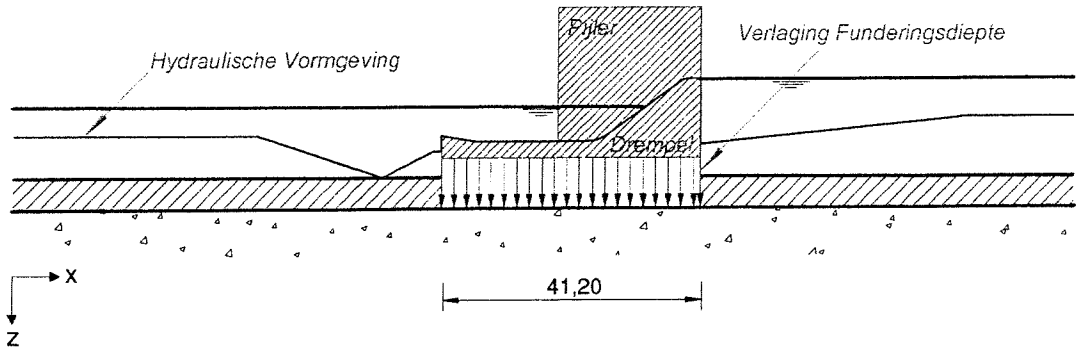
De externe stabiliteit van de drie constructieve systemen wordt gecontroleerd met behulp van het EXCEL-spreadsheet "Externe Stabiliteit" (zie Bijlage XV). Als uitgangspunt dienen de aangepaste externe afmetingen uit Tabel 3-3 en Figuur 3-9 (systemen I en II) en Tabel 3-4 en Figuur 3-11 (systeem III). Op basis van de belastingafdracht binnen de bovenbouw, onderbouw en fundering wordt in het spreadsheet gecontroleerd of de systemen I, II en III in de mogelijke belastinggevallen in de eindfase (kerende toestand, geopende toestand en onderhoud) aan bovenstaande grenstoestanden voor een fundering op staal voldoen. Er wordt uitgegaan van 100% aansluiting tussen het funderingsvlak van de onderbouw en de rivierbodem. Het eigen gewicht van een constructie-element wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 20% van het totale volume van het constructie-element beslaat [Vos; Jager; 2000]. De overige 80% van het totale volume kan, al naar gelang dit nodig is, gevuld worden met het ballastmateriaal zand of beton. Er wordt gekeken naar een enkele damwand bovenstrooms, twee damwanden boven- en benedenstrooms en geen damwanden (referentie). Een enkele damwand bovenstrooms en twee damwanden benedenstrooms blijken dezelfde resultaten te geven. Er kan volstaan worden met één tabel. De resultaten uit het spreadsheet "Externe Stabiliteit" staan in Tabel 3-5.

		Systeem I	Systeem II	Systeem III
Afschuiven		Niet OK	OK	OK
Draagvermogen	*Kantelen*	Niet OK	Niet OK	Niet OK
	Korrelspanning	Niet OK	Niet OK	OK
Vervorming		OK	OK	OK

Tabel 3-5: *Externe Stabiliteit*

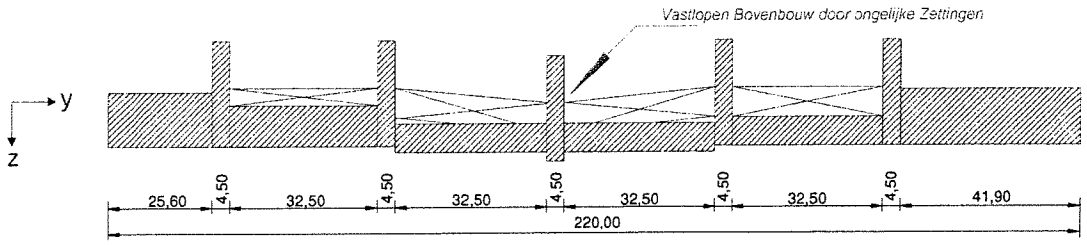
SYSTEEM I

Dit systeem voldoet zowel met ballastzand als met ballastbeton niet aan de grenstoestanden afschuiven en draagvermogen (kantelen en korrelspanning). De hydraulische vormgeving van de drempels ligt vast. Oplossingen kunnen gezocht worden in aanpassing van de constructieve vormgeving. Aanpassingen aan de constructieve vormgeving van de drempels kunnen gezocht worden in het verlagen van de funderingsdiepte (zie Figuur 3-20).



Figuur 3-20: *Verlagen Funderingdiepte*

Dit wordt effectief bij een grote verlaging van de funderingsdiepte. In verband met de ongewenste voegen in het xy-vlak die nodig zijn om transport van de afzonderlijke constructie-elementen mogelijk te maken, valt deze mogelijkheid af. Bij de drempels kan er nooit aan het kantelcriterium voldaan kan worden in het belastinggeval onderhoud. Bij scheefstand van de constructie-elementen door ongelijke zettingen in de ondergrond kan het functioneren van de bovenbouw onmogelijk worden gemaakt (zie Figuur 3-21).

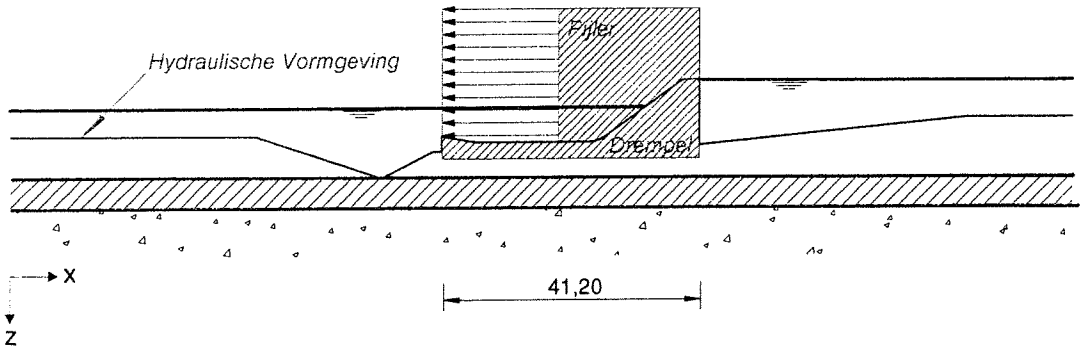


Figuur 3-21: *Ongelijke Zettingen Systeem I*

Ongelijke zettingen in de ondergrond kunnen worden opgevangen door een paalfundering. Voor dit systeem is een fundering op staal onmogelijk. Systeem I kan alleen op palen gefundeerd worden.

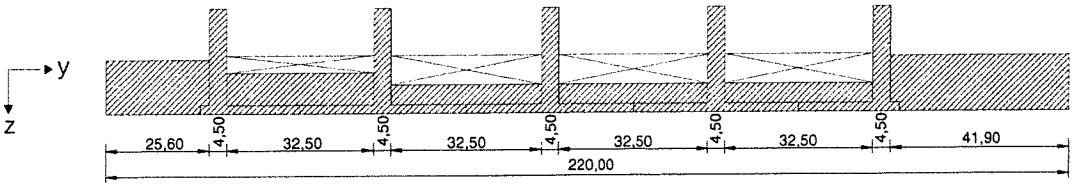
SYSTEEM II

In vergelijking met systeem I vormt dit systeem een "gekoppeld" systeem, dat tot uiting komt in de belastingafdracht. Dit systeem voldoet zowel met ballastzand als met ballastbeton niet aan de grenstoestand draagvermogen (kantelen en korrelspanning). Aanpassing van de constructieve vormgeving van de drempels biedt geen oplossing. Door het verhogen van het ballastpercentage en/of het verzwaren van het ballastmateriaal in de drempels kan er nooit volledig aan het kantelcriterium voldaan worden. Bovendien neemt hierdoor de grootte van de korrelspanning toe, zodat de pijlervoeten verbreed moeten worden. Aanpassing van de constructieve vormgeving van de pijlers lijkt interessant. Door de pijlers een rechthoekige (meer constructie aan de benedenstroomse zijde) in plaats van een L-vorm te geven, kan de excentriciteit (moment) afnemen en de verticale resultante toenemen (zie Figuur 3-22). Er kan in alle belastinggevallen aan het kantelcriterium voldaan worden.



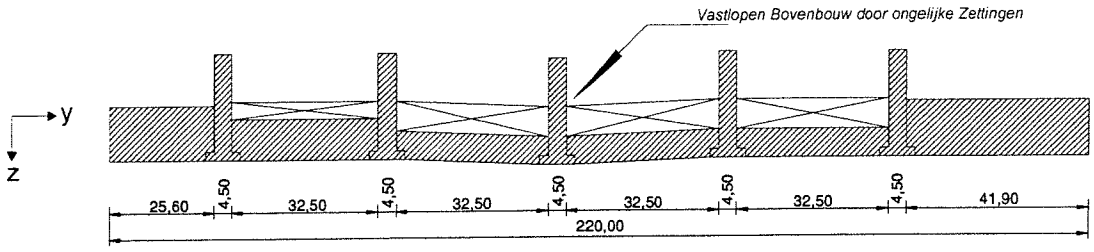
Figuur 3-22: *Aanpassing constructieve Vormgeving Pijler*

Dit leidt tot een te hoge korrelspanning onder de pijlervoeten. Deze kunnen gereduceerd worden door de pijlervoeten te verbreden (zie Figuur 3-23). Dit leidt tot een pijlervoet ter grootte van de hart-op-hart afstand van de pijlers. Dit is niet wenselijk vanuit uitvoeringstechnisch oogpunt.



Figuur 3-23: *Verbreding Pijlervoeten*

Bij scheefstand van de constructie-elementen door ongelijke zettingen kan het functioneren van de bovenbouw onmogelijk worden gemaakt (zie Figuur 3-24).

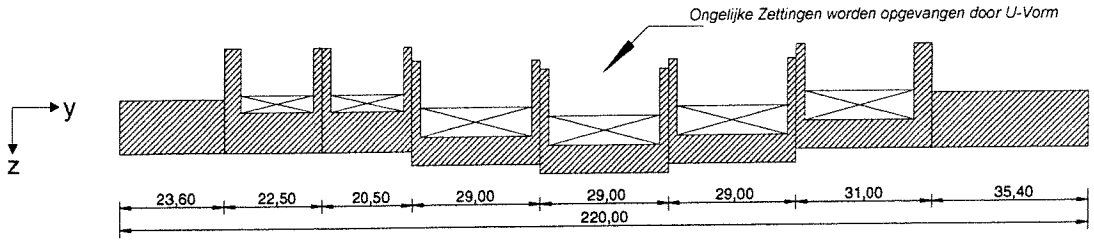


Figuur 3-24: *Ongelijke Zettingen Systeem II*

Ongelijke zettingen in de ondergrond kunnen worden opgevangen door een paalfundering. Een fundering op staal is voor dit systeem onmogelijk. Systeem II kan alleen op palen gefundeerd worden.

SYSTEEM III

Dit systeem voldoet zowel met ballastzand als met ballastbeton niet aan de grenstoestand draagvermogen (kantelen). In vergelijking met systeem II vormt systeem III ook een "gekoppeld" systeem (stijve U-vorm), maar systeem III heeft het voordeel dat hoge korrelspanningen niet optreden vanwege het grotere funderingsvlak. Door de pijlers een rechthoekige (meer constructie aan de benedenstroomse zijde) in plaats van een L-vorm te geven, kan de excentriciteit (moment) afnemen en de verticale resultante toenemen. Indien er gebruik wordt gemaakt van ballastzand, voldoet dit systeem niet aan de grenstoestand draagvermogen (kantelen). Indien er gebruik wordt gemaakt van ballastbeton, voldoet dit systeem ruim aan alle grenstoestanden. Aangezien de korrelspanning laag blijft, is een fundering op staal mogelijk. Dit systeem voldoet in de eindfase aan de eisen met betrekking tot de vervorming. Scheefstand van de constructie-elementen door ongelijke zettingen kan worden opgevangen door de U-vorm, zodat het functioneren van de bovenbouw mogelijk blijft (zie Figuur 3-25).



Figuur 3-25: *Ongelijke Zettingen Systeem III*

3.2.6 KEUZE

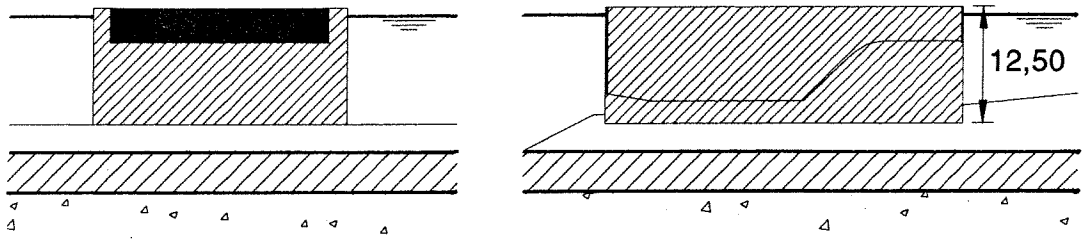
De systemen I en II kunnen alleen op palen gefundeerd worden. Uit §3.2.5 blijkt dat systeem III (zie Figuur 3-15) na enige constructieve aanpassingen wel op staal gefundeerd kan worden. Tevens kan scheefstand van de constructie-elementen door ongelijke zettingen bij systeem III opgevangen worden door de U-vorm, zodat het functioneren van de bovenbouw mogelijk blijft. Er wordt gekozen voor systeem III.

3.3 UITVOERINGSMETHODE

3.3.1 AFZINKMETHODE

VOLLEDIG VERSUS GEDEELTELIJK AFZINKEN

Er wordt van volledig afzinken gesproken indien het constructie-element volledig onder de waterlijn verdwijnt tijdens het afzinken. Er wordt van gedeeltelijk afzinken gesproken indien een deel van het constructie-element na afzinken nog boven de waterlijn uit komt. Uit §3.2.2 blijkt dat de externe z-afmeting van de pijlers te groot is om transport over de rivier mogelijk te maken. Hier wordt het ontwerp van het USACE gevolgd; het bovenste gedeelte van de pijlers wordt ter plaatse afgebouwd. De kruinen van de pijlers dienen als basis voor het hulpmaterieel voor het afbouwen van de pijlers en moeten boven de waterlijn uitkomen. Het onderste gedeelte van de U-vorm wordt geprefabriceerd en gedeeltelijk afgezonken door zowel aan de boven- als benedenstroomse zijde stalen schotten tussen de pijlers te plaatsen (zie Figuur 3-26).

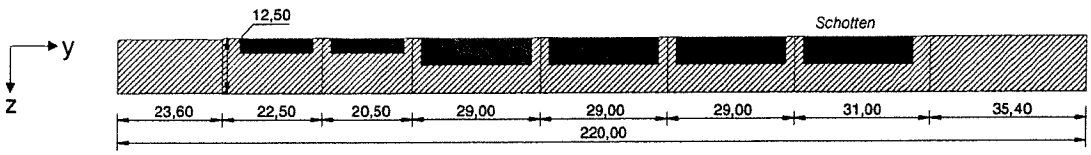


Figuur 3-26: *Gedeeltelijk Afzinken*

Uit de handberekening "Gedeeltelijk Afzinken" (zie Bijlage XVII) blijkt dat, indien men een overstromingskans van 5% accepteert en aanhoudt dat de pijlerkruin 0,50 m boven de waterlijn uit moet komen, de externe afmeting van de U-vorm in z-richting 12,50 m moet bedragen.

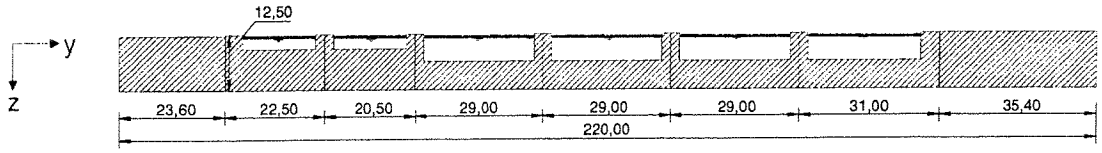
VOLLEDIG VERSUS GEDEELTELIJK AFSLUITEN

Gedurende het afzinken van de constructie-elementen van de nieuwe stuw 2 kan er onderscheid gemaakt worden tussen een volledige en gedeeltelijke afsluiting van het huidige doorstroomprofiel van de rivier. Een volledige afsluiting houdt in dat de stalen schotten na afzinken niet verwijderd worden, zodat het huidige doorstroomprofiel van de rivier ter plaatse van de afgezonken U-vorm volledig afgesloten is (zie Figuur 3-27). De afvoer kan alleen plaatsvinden rondom de U-vormen.



Figuur 3-27: *Volledige Afsluiting*

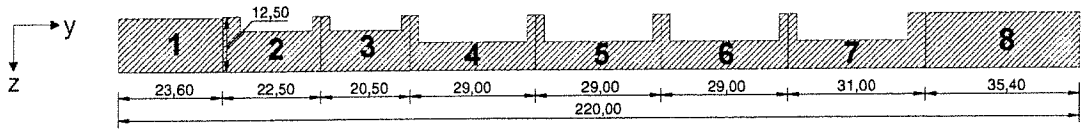
Bij een gedeeltelijke afsluiting wordt iedere U-vorm afgezonken met stalen schotten tussen de pijlers. Na afzinken worden de stalen schotten verwijderd, zodat het huidige doorstroomprofiel van de rivier ter plaatse van de afgezonken U-vorm gedeeltelijk afgesloten is (zie Figuur 3-28). De afvoer kan zowel rondom de U-vormen als tussen de pijlers plaatsvinden.



Figuur 3-28: *Gedeeltelijke Afsluiting*

AFZINKVOLGORDE

Er vanuit gaande dat het grootste gedeelte van de afvoer door het middengedeelte van de rivier stroomt, ligt het voor de hand om de constructie-elementen in het midden van de nieuwe stuw 2 als laatste af te zinken om de ongewenste effecten als gevolg van de (gedeeltelijke) afsluiting te beperken. In het ontwerp van het USACE wordt de nooddrempel aan de linker oever als laatste ter plaatse gebouwd. Zolang de nooddrempel aan de linker oever nog niet gebouwd is, is het "bekken" tussen de huidige en de nieuwe stuw 2 bereikbaar over water. Er wordt besloten in het als laatste afbouwen van de nooddrempel aan de linker oever het ontwerp van het USACE te volgen. De afzinkvolgorde wordt in Figuur 3-29 in beeld gebracht. De in Figuur 3-29 gebruikte nummering van de constructie-elementen wordt in het gehele afstudeerproject toegepast.



Figuur 3-29: *Afzinkvolgorde*

De afzinkvolgorde van de constructie-elementen luidt: 1, 2, 7, 6, 3, 4, 5 en 8.

AFSLUITING DOORSTROOMPROFIEL

Tijdens het afzinken van de constructie-elementen wordt het doorstroomprofiel ter plaatse van de nieuwe stuw 2 (gedeeltelijk) afgesloten. Dit brengt ongewenste effecten met betrekking tot stroomsnelheden, waterstand, verval en opstuwing met zich mee. Dit wordt in beeld gebracht in het EXCEL-spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel" (zie Bijlage XVIII). In het spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel" wordt de rivier gemodelleerd tot een rivier met constante breedte en uniforme, stationaire stroming volgens [Vriend, de; 1998]. Met behulp van de energie- en impulsbalans volgens [Battjes; 1996] kunnen de waterstand en stroomsnelheid juist boven- en benedenstrooms en ter plaatse van de nieuwe stuw 2 voor alle stadia van de (gedeeltelijke) afsluiting aan de hand van bovenstaande afzinkvolgorde bepaald worden. Er dient aan de volgende eisen voldaan te worden:

- ✓ ***Stroomsnelheid:*** De stroomsnelheid ter hoogte van de nieuwe stuw 2 mag gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet groter worden dan 1,00 ms^{-1}.
- ✓ ***Waterstand:*** De waterstand juist bovenstrooms van de nieuwe stuw 2 mag gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet zoveel stijgen, dat ze boven MSL + 208,40 + 12,50 = MSL + 220,90 m uitkomt, zodat de pijlerkruinen niet meer droog staan.
- ✓ ***Verval:*** Het verval over de nieuwe stuw 2 mag gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet te groot worden.
- ✓ ***Opstuwing:*** De opstuwing ter plaatse van stuwcomplex 4 gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet te groot worden.

Voor ieder stadium van de (gedeeltelijke) afsluiting wordt bepaald wat de maximaal mogelijke afvoer is, zodat de stroomsnelheid, waterstand, verval en opstuwing binnen de eisen blijven. De eis met betrekking tot de stroomsnelheid blijkt voor ieder stadium van de (gedeeltelijke) afsluiting bepalend te zijn. Bij de bepaalde afvoer hoort een overschrijdingspercentage (zie Bijlage II: 037-LBR-14/14 (Upper Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)). Dit overschrijdingspercentage vormt de ondergrens van het transport- en afzinkvenster. In Tabel 3-6 worden de resultaten van het spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel" weergegeven.

	$B_{AFSLUITING}$ (m)	p_{OV} (%) (Volledige Afsluiting)	p_{OV} (%) (Gedeeltelijke Afsluiting)
Deel 1	23,60	5	5
Deel 2	46,10	10	10
Deel 7	77,10	20	10
Deel 6	106,10	20	10
Deel 3	126,60	30	10
Deel 4	155,60	30	20
Deel 5	184,60	80	20

Tabel 3-6: *Ondergrenzen Transport- en Afzinkvenster*

Uit Tabel 3-6 blijkt dat bij een gedeeltelijke afsluiting de ondergrenzen van het transport- en afzinkvenster lager liggen dan bij volledige afsluiting van het doorstroomprofiel.

Vanwege het grotere mogelijke transport- en afzinkvenster wordt alleen gedeeltelijke afsluiting in beschouwing genomen.

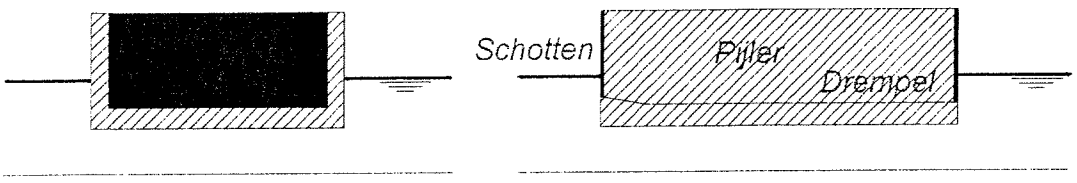
3.3.2 TRANSPORTMETHODE

In §3.2.2 is gebleken dat transport op basis van de huidige externe afmetingen onmogelijk is. Het drijfvermogen van de constructie-elementen tijdens transport en afzinken moet vergroot worden. Hieronder worden de mogelijkheden voor het toevoegen van drijfvermogen in de vorm van zelfdrijfvermogen (uitkleden), drijfpontons of transportpontons bekeken. Bij het gebruik van drijfpontons of transportpontons veranderen de externe afmetingen van het constructie-element inclusief hulpmaterieel.

ZELFDRIJFVERMOGEN (UITKLEDEN)

De U-vorm wordt uitgekleed door de kruin van de drempels los te maken. De U-vorm blijft behouden. Zo ontstaat er een trapeziumvormig drempelgedeelte dat bovenstuk wordt genoemd (zie Figuur 3-30). Het bovenstuk wordt tijdens transport rechthoekig gemaakt door middel van stalen schotten aan de benedenstroomse zijde en zijkanten. De schuine zijde van het bovenstuk wordt afgedekt door een dakconstructie. Daarnaast ontstaat er een U-vormig en symmetrisch drempelgedeelte dat onderstuk wordt genoemd (zie Figuur 3-31). Het onderstuk wordt drijvend gemaakt door stalen schotten te plaatsen aan de boven- en benedenstroomse zijde.

Figuur 3-30: *Bovenstuk na Uitkleden*



Figuur 3-31: *Onderstuk na Uitkleden*

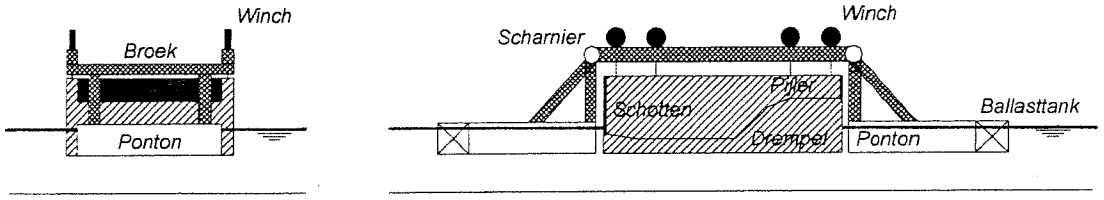
Naast de stalen schotten aan de boven- en benedenstroomse zijde van de constructie-elementen, is er standaard hulpmaterieel nodig tijdens transport. Na transport moeten er een afzinkinstallatie en voorzieningen aangebracht worden om de stabiliteit en de positie van het constructie-element gedurende het afzinken te waarborgen.

DRIJFPONTONS

Drijfpontons compenseren het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen van het constructie-element. Het evenwicht van de drijfpontons wordt gewaarborgd door ballasttanks aan de uiteinden. Het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen moet overgedragen worden door een constructie tussen de drijfpontons en het constructie-element. De drijfpontons moeten in het verlengde van de x-richting geplaatst worden, want de constructie-elementen worden in x-richting door de scheepvaartsluis getransporteerd. De totale externe afmeting in x-richting wordt groter.

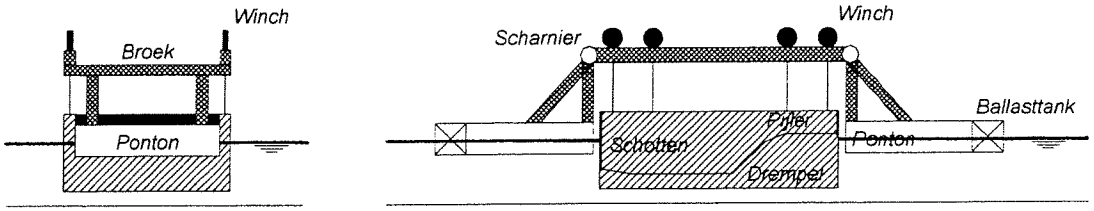
LAYBARGE I

Het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen wordt door een portaalconstructie overgedragen naar de drijfpontons (zie Figuur 3-32). Op beide drijfpontons staan twee geschoorde kolommen. De kolommen en schoren zijn volledig ingeklemd op de drijfpontons. Over de twee kolommen ligt een broek in dwarsrichting. Twee liggers zijn scharnierend verbonden aan de uiteinden van beide broeken. De laybarge I vormt zowel de transport- als de afzinkinstallatie. Het constructie-element kan zowel tijdens het transport als het afzinken verticaal bewogen worden door middel van het systeem van winches en lieren. De lieren zijn bevestigd aan de bovenkant van de pijler van de U-vorm. Door de ligger en het systeem van winches en lieren wordt de totale externe afmeting in z-richting groter.



Figuur 3-32: *Laybarge I - Transport*

Tijdens het afzinken nemen de diepgang en daarmee het zelfdrijfvermogen van het constructie-element toe. Door de toename van het zelfdrijfvermogen van het constructie-element neemt de belasting die moet worden overgedragen door de portaalconstructie af. Evenwicht van de drijfpontons wordt behouden door een aanpassing in de ballasttanks. De drijfpontons hoeven nu minder drijfvermogen te leveren. De diepgang van de drijfpontons neemt af. De laybarge I is door de scharnieren en het systeem van winches en lieren in staat om de beweging in de constructie door variërende waterstand en afzinken, mits deze binnen de perken blijft, op te vangen (zie Figuur 3-33).



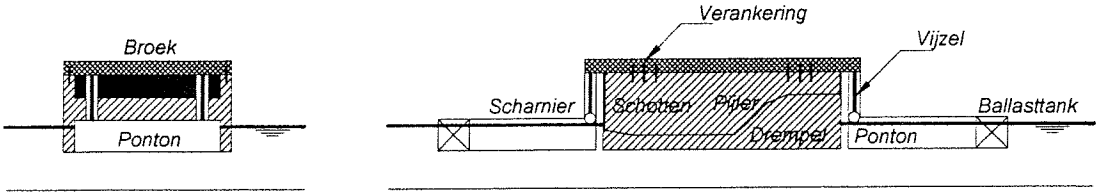
Figuur 3-33: *Laybarge I - Afzinken*

Naast de stalen schotten aan de boven- en benedenstroomse zijde van de constructie-elementen, de winches en lieren, de portaalconstructie en de drijfpontons is er standaard hulpmaterieel nodig tijdens transport. Na transport moeten er voorzieningen aangebracht worden om in wisselwerking met de laybarge I de stabiliteit en de positie van het constructie-element gedurende het afzinken te waarborgen.

LAYBARGE II

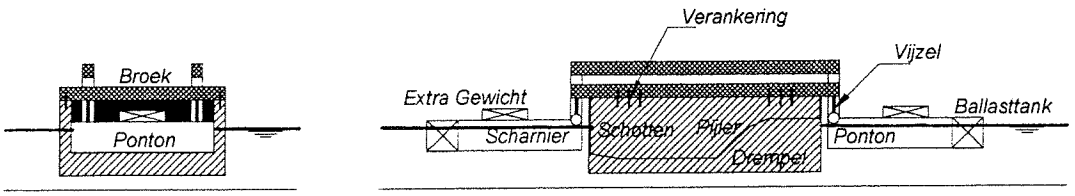
Het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen wordt door een portaalconstructie overgedragen naar de drijfpontons (zie Figuur 3-34). Op beide drijfpontons staan twee kolommen. De kolommen zijn met de drijfpontons verbonden door middel van scharnieren. In de kolommen

bevinden zich verticale vijzels. Over de vijzels ligt een broek in dwarsrichting. Twee liggers zijn momentvast verbonden aan de uiteinden van beide broeken. De bovenkant van de pijlers van de U-vorm is verankerd aan deze liggers. Door de verankering wordt de externe afmeting in z-richting beperkt in vergelijking met de laybarge I. Ter hoogte van de broek zijn twee liggers momentvast verbonden aan de kolomkoppen. De laybarge II vormt zowel de transport- als de afzinkinstallatie. Het constructie-element kan zowel tijdens het transport als het afzinken verticaal bewogen worden door middel van het aflaten van vijzels in de kolommen. De vijzels, broeken en liggers aan de uiteinden van de broeken, kunnen onafhankelijk van kolommen en op de kolomkoppen aansluitende liggers bewegen.



Figuur 3-34: *Laybarge II - Transport*

Tijdens het afzinken nemen de diepgang en daarmee het zelfdrijfvermogen van het constructie-element toe. Door de toename van het zelfdrijfvermogen van het constructie-element neemt de belasting die moet worden overgedragen door de portaalconstructie af. Evenwicht van de drijfpontons wordt behouden door een aanpassing in de ballasttanks. De drijfpontons hoeven nu minder drijfvermogen te leveren. De diepgang van de drijfpontons neemt af. De laybarge II is door de scharnieren in staat om de beweging in de constructie door variërende waterstand en afzinken, mits deze binnen de perken blijft, op te vangen. De verticale afstand tussen de onderkant van de drijfpontons en het funderingsvlak moet kleiner zijn dan de verticale afstand waarover de vijzels worden afgelaten, wil afzinken überhaupt mogelijk zijn. Aangezien de drijfpontons omhoog willen komen tijdens afzinken, is het noodzakelijk dat ze verzwaard worden ter hoogte van hun zwaartepunt, zodat de diepgang van de drijfpontons maximaal en de afstand tot het funderingsvlak minimaal blijft (zie Figuur 3-35).

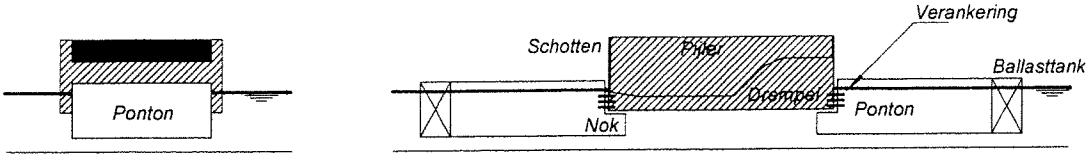


Figuur 3-35: *Laybarge II - Afzinken*

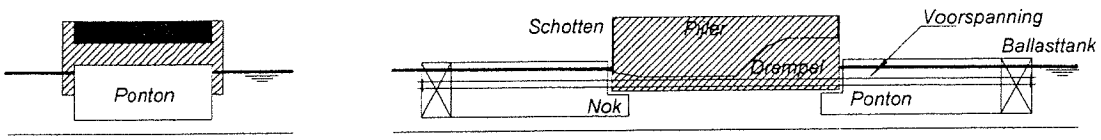
Naast de stalen schotten aan de boven- en benedenstroomse zijde van de constructie-elementen, de portaalconstructie en de drijfpontons is er standaard hulpmaterieel nodig tijdens transport. Na transport moeten een afzinkinstallatie en voorzieningen aangebracht worden om in wisselwerking met de laybarge II de stabiliteit en de positie van het constructie-element gedurende het afzinken te waarborgen.

NOKKEN I

Het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen wordt door nokken onder het constructie-element overgedragen naar de drijfpontons. Het constructie-element kan tijdens transport aan de drijfpontons verbonden worden door middel van verankering (zie Figuur 3-36) of voorspanning (zie Figuur 3-37).



Figuur 3-36: *Nokken I - Verankering*

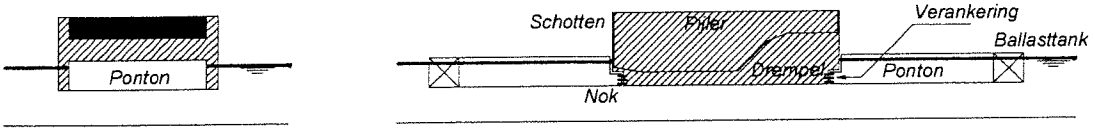


Figuur 3-37: *Nokken I - Voorspanning*

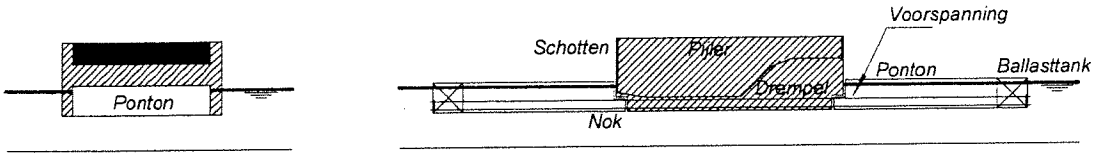
De verankering of de voorspanning moet in staat zijn om beweging in de constructie, mits deze binnen de perken blijft, op te vangen. Nokken I vormt alleen de transportinstallatie. Door het ontbreken van een portaal wordt de externe afmeting in z-richting tijdens transport beperkt in vergelijking met de laybarge I en II. Door de nokken wordt de totale externe z-afmeting groter. Daarnaast zijn de diepgang en daarmee het zelfdrijfvermogen van het constructie-element kleiner dan bij de laybarge I en II, zodat de drijfpontons langer moeten worden (totale externe x-afmeting groter). Daarnaast wordt er gewezen op het, vergeleken met de laybarge I en II, grotere buigend moment in de vloer van het constructie-element. Naast de stalen schotten aan de boven- en benedenstroomse zijde van de constructie-elementen en de drijfpontons, is er standaard hulpmaterieel nodig tijdens transport. Na transport moeten een afzinkinstallatie en voorzieningen aangebracht worden om de stabiliteit en de positie van het constructie-element gedurende het afzinken te waarborgen. Voor het afzinken moeten de nokken en de verankering of voorspanning verwijderd worden. Het constructie-element heeft op dit moment echter niet voldoende zelfdrijfvermogen en zinkt zonder maatregelen direct naar de rivierbodem. Het constructie-element moet daarom eerst door middel van een afzinkinstallatie als laybarge I of laybarge II aan de drijfpontons verbonden worden, zodat deze het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen kunnen leveren voor en tijdens het afzinken.

NOKKEN II

Het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen wordt door de nokken in de zijwanden van het constructie-element overgedragen naar de drijfpontons. Het constructie-element kan tijdens transport aan de drijfpontons verbonden worden door middel van verankering (zie Figuur 3-38) of voorspanning (zie Figuur 3-39).



Figuur 3-38: *Nokken II - Verankering*



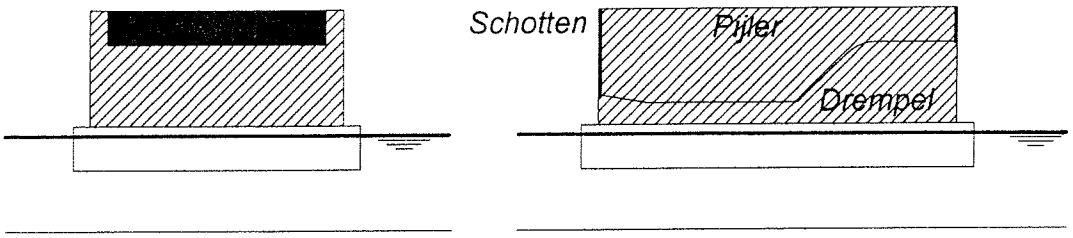
Figuur 3-39: *Nokken II - Voorspanning*

De verankering of de voorspanning moet in staat zijn om beweging in de constructie, mits deze binnen de perken blijft, op te vangen. Er treden constructieve problemen op bij de belastingoverdracht van het constructie-element naar het drijfponton in het benedenstroomse vlak. Als er een inkassing aangebracht wordt die over de nok heen moet passen, blijft er nauwelijks beton over om de belasting over te dragen. Nokken II vormt alleen de transportinstallatie. Door het ontbreken van een portaal wordt de externe afmeting in z-richting tijdens transport beperkt in vergelijking met de laybarge I en II. Doordat het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen wordt overgedragen door nokken in de zijwanden van het constructie-element, wordt de totale externe z-afmeting niet groter. Daarnaast zijn de diepgang en daarmee het zelfdrijfvermogen van het constructie-element hetzelfde als bij de laybarge I en II. Net als bij nokken I kan er gewezen worden op het grotere buigend moment in de vloer van het constructie-element. Naast de stalen schotten aan de boven- en benedenstroomse zijde van de constructie-elementen en de drijfpontons, is er standaard hulpmaterieel nodig tijdens transport. Na transport moeten een afzinkinstallatie en

voorzieningen aangebracht worden om de stabiliteit en de positie van het constructie-element gedurende het afzinken te waarborgen. Voor het afzinken moeten de nokken en de verankering of voorspanning verwijderd worden. Het constructie-element heeft op dit moment echter niet voldoende zelfdrijfvermogen en zinkt zonder maatregelen direct naar de rivierbodem. Het constructie-element moet daarom eerst door middel van een afzinkinstallatie als laybarge I of laybarge II aan de drijfpontons verbonden worden, zodat deze het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen kunnen leveren voor en tijdens het afzinken.

TRANSPORTPONTONS

Een constructie-element wordt op het transportponton geplaatst (zie Figuur 3-40). Het constructie-element bevindt zich tijdens transport geheel boven de waterlijn. Het transportponton compenseert het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen van het constructie-element. De externe z-afmeting wordt bij transport met behulp van het transportponton groter.



Figuur 3-40: *Transportponton*

Het constructie-element komt in het water te liggen door het transportponton af te zinken of door het van het transportponton af te tillen met behulp van een drijvende bok. Een drijvende bok bestaat uit een drijfponton met een kraanconstructie. Hiermee kan het constructie-element verplaatst worden. Het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen wordt overgedragen door de kraanconstructie. Het drijfponton compenseert het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen van het constructie-element. Daarnaast kan bij het te water laten van het constructie-element door het transportponton af te zinken het probleem optreden dat de waterdiepte niet toereikend is en er gebaggerd moet worden. Verder vormt het verschil in stijfheden tussen het stalen transportponton en het betonnen constructie-element een probleem.

3.3.3 EIGEN GEWICHT

Voor het bepalen van het eigen gewicht van de constructie-elementen wordt het begrip plaatconfiguratie[5] geïntroduceerd. Het eigen gewicht van de constructie-elementen wordt bepaald met behulp van het EXCEL-spreadsheet "Plaatconfiguratie" (zie Bijlage XIX). In Tabel 3-8 en Tabel 3-10 worden de eigen gewichten van de boven- en onderstukken van deel 1 tot en met 7 weergegeven. Deze gewichten worden in §3.3.4 gebruikt om de grootte van het transport- en afzinkvenster voor de transportmethode zelfdrijfvermogen (uitkleden) te bepalen. Door combinatie van de eigen gewichten uit Tabel 3-8 en Tabel 3-10, vindt men de eigen gewichten van het samengestelde deel 1 tot en met 7. Deze gewichten worden in §3.3.4 gebruikt om de grootte van het transport- en afzinkvenster voor de transportmethoden laybarge I, laybarge II, nokken I, nokken II en transportpontons te bepalen. Het eigen gewicht van het standaard hulpmaterieel wordt voor alle transportmethoden verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 1% van het totale volume van het constructie-element beslaat.

BOVENSTUKKEN

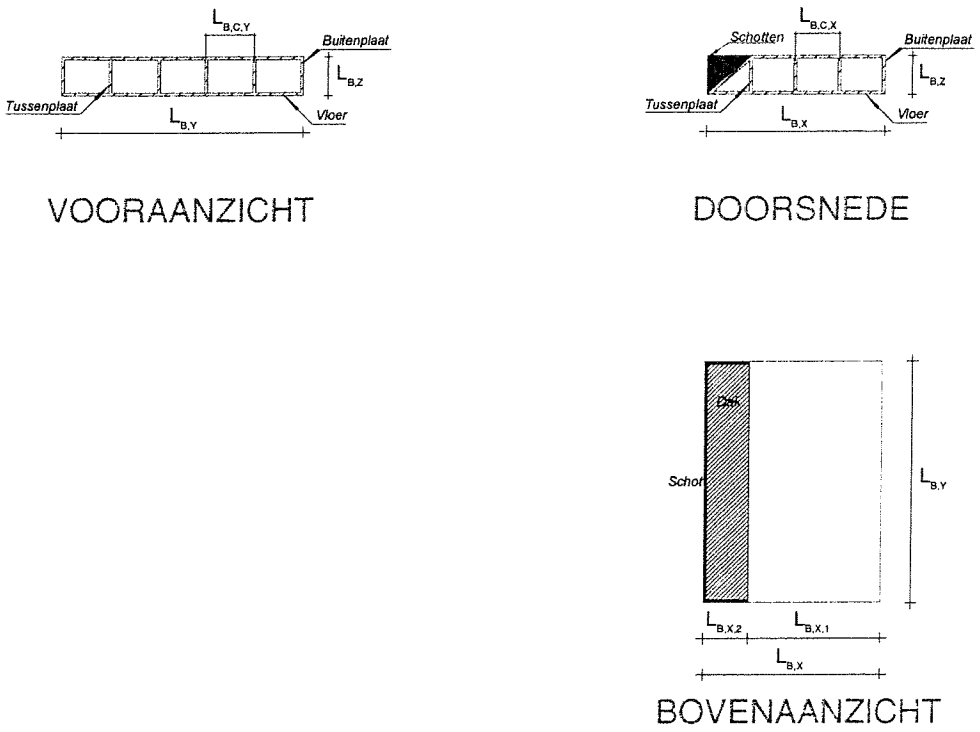
De bovenstukken van deel 1 tot en met 7 hebben in het xz-vlak een trapeziumvormige doorsnede. De stalen schotten en het dak worden dusdanig gedimensioneerd dat het zwaartepunt in het midden van de doorsnede komt te liggen. Het bovenstuk bestaat uit binnen-, buiten- en tussenplaten. De hier gebruikte terminologie voor het bovenstuk wordt in het gehele afstudeerproject toegepast. De plaatconfiguratie van het USACE (zie Tabel 3-7 en

[5] De plaatconfiguratie wordt gedefinieerd als de wisselwerking tussen de plaatdiktes, de compartimentafmetingen en het weglaten van platen van de constructie-elementen.

Figuur 3-41) vormt het uitgangspunt voor de plaatconfiguratie van het bovenstuk. Dit houdt in dat de plaatdiktes overal 0,30 m bedragen.

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
x-richting	$n_{B,C,X}$	4	4	4
	$L_{B,X,1}$ (m)	2,70	11,30	13,70
	$L_{B,X,2}$ (m)	13,50	7,00	4,60
	$L_{B,C,X}$ (m)	4,54	4,54	4,54
y-richting	$n_{B,C,Y}$	5	4	5
	$L_{B,Y}$ (m)	23,60	18,50	25,00
	$L_{B,C,Y}$ (m)	4,66	4,55	4,94
z-richting	$n_{B,C,Z}$	1	1	1
	$L_{B,Z}$ (m)	9,80	6,80	4,00

Tabel 3-7: *Plaatconfiguratie Bovenstukken*



Figuur 3-41: *Plaatconfiguratie Bovenstukken*

De componenten van het gewicht van de bovenstukken worden weergegeven in Tabel 3-8.

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
$G_{B,P}$ (kN)	Platen	13763	11603	11799
$G_{B,S}$ (kN)	Schotten	3137	1552	1215
$G_{B,M,1}$ (kN)	Hulpmaterieel	937	576	458
G_B (kN)		17837	13731	13472

Tabel 3-8: *Componenten Eigen Gewicht Bovenstukken*

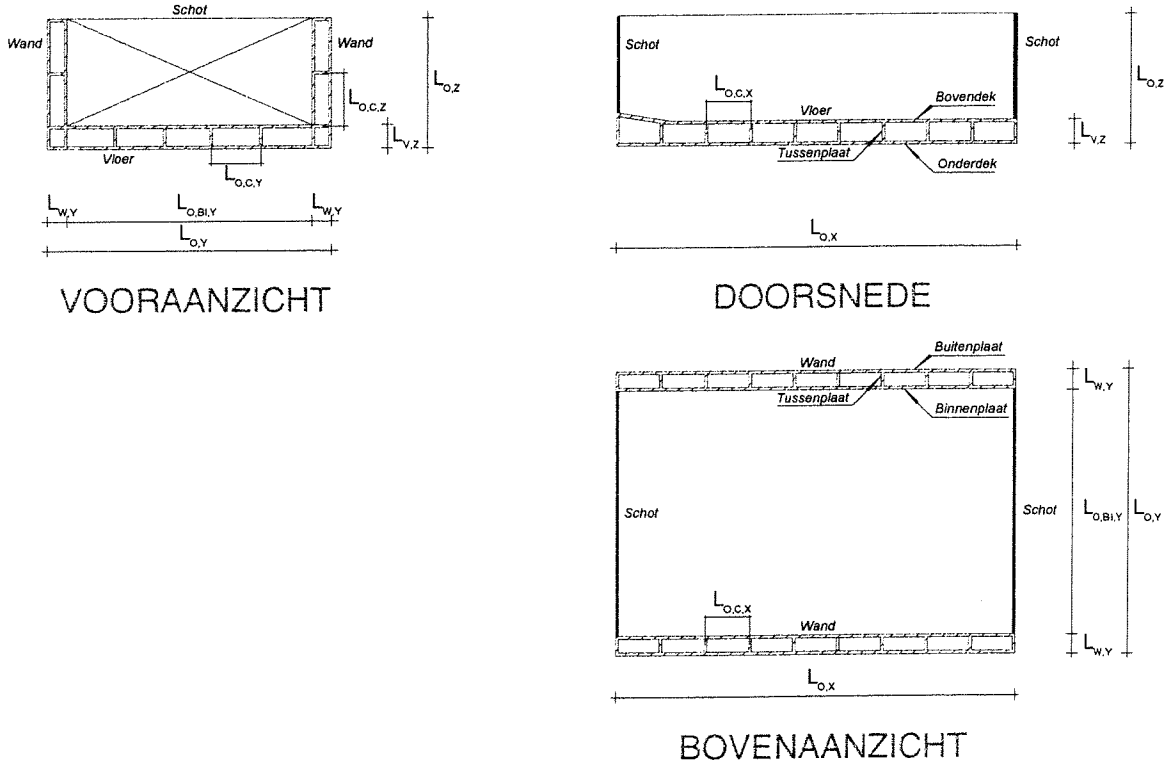
ONDERSTUKKEN

De onderstukken van deel 2 tot en met 7 hebben in het yz-vlak een U-vormige doorsnede. Het horizontale gedeelte van de U-vormige doorsnede wordt vloer genoemd. De vloer bestaat uit het boven- en onderdek en tussenplaten. De twee verticale gedeeltes worden wanden genoemd. De wanden bestaan uit de binnen- en buiten- en tussenplaten. De hier gebruikte

terminologie voor het onderstuk wordt in het gehele afstudeerproject toegepast. De plaatconfiguratie van het USACE (zie Tabel 3-9 en Figuur 3-42) vormt het uitgangspunt voor de plaatconfiguratie van het onderstuk. Dit houdt in dat de plaatdiktes overal 0,30 m bedragen.

		Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
x-richting	$n_{O,C,X}$	9	9
	$L_{O,X}$ (m)	41,20	41,20
	$L_{O,C,X}$ (m)	4,54	4,54
y-richting	$n_{O,C,Y}$	6	7
	$L_{O,Y}$ (m)	22,50	29,00
	$L_{O,C,Y}$ (m)	4,70 en 1,70	5,06 en 1,70
	$L_{O,Bl,Y}$ (m)	18,50	25,00
	$L_{W,Y}$ (m)	2,00	2,00
z-richting	$n_{O,C,Z}$	2	2
	$L_{O,Z}$ (m)	12,50	12,50
	$L_{O,C,Z}$ (m)	5,05	5,05
	$L_{V,Z}$ (m)	2,40	2,40

Tabel 3-9: *Plaatconfiguratie Onderstukken*



Figuur 3-42: *Plaatconfiguratie Onderstukken*

De componenten van het gewicht van de onderstukken worden weergegeven in Tabel 3-10.

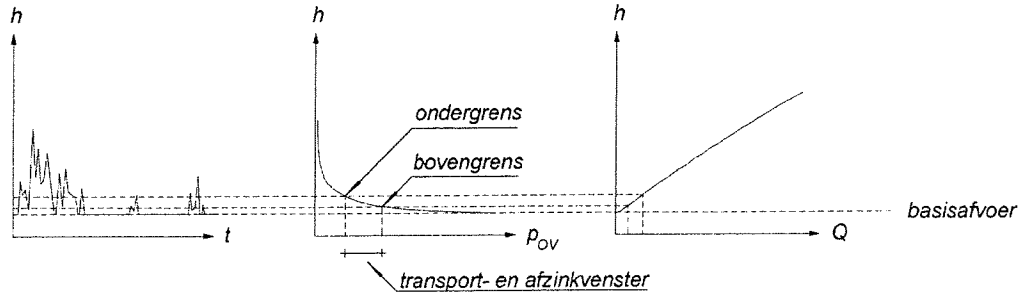
		Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
$G_{O,P}$ (kN)	Platen	36928	44200
$G_{O,S}$ (kN)	Schotten	2960	4000
$G_{O,M,1}$ (kN)	Hulpmaterieel	2897	3734
$G_{O,M,2}$ (kN)	Vouten (Schatting)	1000	3000
G_O (kN)		47785	58934

Tabel 3-10: *Componenten Eigen Gewicht Onderstukken*

3.3.4 TRANSPORT- EN AFZINKVENSTER

De grootte van het transport- en afzinkvenster wordt voor alle in §3.3.2 beschreven alternatieve transportmethoden bepaald. Hierbij moeten een aantal beperkingen in ogenschouw genomen worden:

- ✓ ***Hulpmaterieel:*** Het hulpmaterieel moet bruikbaar zijn voor alle constructie-elementen. Alleen het constructie-element met de grootste externe afmetingen (lage drempel) dient bekeken te worden. De externe afmetingen van de lage drempel inclusief hulpmaterieel moeten binnen het profiel van vrije doorvaart van de rivier (zie Figuur 2-15 en Figuur 2-16) passen.
- ✓ ***Baggeren:*** De waterdiepte vergroten door middel van baggeren is niet toegestaan.
- ✓ ***Ballastwater:*** Er wordt niet gekeken naar het tijdelijk vergroten van de diepgang door toevoegen van ballastwater om een brug te passeren. Er zijn benedenstrooms van stuwcomplex 2 veel bruggen. Dit beïnvloedt de totale bouwtijd nadelig.
- ✓ ***Boven- en Ondergrens:*** De voor transport vereiste waterdiepte (diepgang + kielspeling) juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 (maatgevende rivierdoorsnede, zie Figuur 2-15) bepaalt de bovengrens van het transport- en afzinkvenster. Aangezien afzinken kort na transport plaatsvindt, wordt de ondergrens van het transport- en afzinkvenster bepaald door de eis dat de stroomsnelheid tijdens de gedeeltelijke afsluiting van het doorstroomprofiel niet groter mag worden dan 1,00 ms^{-1}. De ondergrenzen kunnen rechtstreeks uit Tabel 3-6 overgenomen worden. De grootte van het transport- en afzinkvenster wordt bepaald met behulp van de Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve (zie Bijlage II: 037-LBR-14/7 (Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)). Dit wordt schematisch weergegeven in Figuur 3-43.



Figuur 3-43: *Transport- en Afzinkvenster*

ZELFDRIJFVERMOGEN (UITKLEDEN)

BOVENSTUKKEN

Met behulp van het eigen gewicht uit Tabel 3-8 en de kielspeling wordt in Tabel 3-11 de voor transport vereiste waterdiepte (diepgang + kielspeling) juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 bepaald.

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
D_B (m)	Diepgang	4,67	4,06	2,94
d_K (m)	Kielspeling	0,50	0,50	0,50
$d_{W.O}$ (m)		5,17	4,56	3,44

Tabel 3-11: *Vereiste Waterdiepte Bovenstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))*

Uit de Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve (zie Bijlage II: 037-LBR-14/7 (Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)) kan de bijbehorende overschrijdingskans (= bovengrens) bepaald worden. De ondergrens van het transport- en afzinkvenster is gelijk aan de ondergrens van het transport- en afzinkvenster van de onderstukken (zie Tabel 3-14). De grootte van het transport- en afzinkvenster wordt bepaald in Tabel 3-12.

	Zelfdrijfvermogen (Uitkleden)	
	Ondergrens	*Bovengrens*
Vaste Drempel (Deel 1)	5	30
Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	10	100
Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)	20	100

Tabel 3-12: *Transport - en Afzinkvenster Bovenstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))*

ONDERSTUKKEN

Met behulp van het eigen gewicht uit Tabel 3-10 en de kielspeling wordt in Tabel 3-13 de voor transport vereiste waterdiepte (diepgang + kielspeling) juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 bepaald.

		Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
D_O (m)	Diepgang	4,72	4,60
d_K (m)	Kielspeling	0,50	0,50
$d_{W,O}$ (m)		5,22	5,10

Tabel 3-13: *Vereiste Waterdiepte Onderstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))*

Uit de Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve (zie Bijlage II: 037-LBR-14/7 (Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)) kan de bijbehorende overschrijdingskans (= bovengrens) bepaald worden. Uit Tabel 3-6 blijkt dat Deel 3 (hoge drempels) en Deel 5 (lage drempels) de maatgevende delen zijn voor de ondergrens van het transport- en afzinkvenster. De grootte van het transport- en afzinkvenster wordt bepaald in Tabel 3-14.

	Zelfdrijfvermogen (Uitkleden)	
	Ondergrens	*Bovengrens*
Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	10	28
Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)	20	30

Tabel 3-14: *Transport - en Afzinkvenster Onderstukken (Zelfdrijfvermogen (Uitkleden))*

DRIJFPONTONS

Met behulp van het EXCEL-spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel" (zie Bijlage XVIII) wordt de grootte van het transport- en afzinkvenster voor de laybarge I, laybarge II, nokken I en nokken II bepaald. Het eigen gewicht van een constructie om het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen over te dragen, een transportinstallatie, een afzinkinstallatie en voorzieningen om de stabiliteit en de positie van het constructie-element gedurende het afzinken te waarborgen wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 4% van het totale volume van het constructie-element beslaat. Het eigen gewicht van de drijfpontons wordt apart verrekend. Uit de resultaten van het spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel" blijkt, dat transport met behulp van de laybarge I niet mogelijk is, aangezien de externe z-afmeting van het maatgevende constructie-element inclusief hulpmaterieel niet binnen het profiel van vrije doorvaart past. Voor laybarge II en nokken II wordt de bovengrens van het transport- en afzinkvenster bepaald door de voor transport vereiste waterdiepte (diepgang + kielspeling) juist benedenstrooms van de huidige stuw 2. Voor nokken I worden de bovengrenzen bepaald doordat de externe x-afmeting van het constructie-element en drijfpontons te groot wordt om binnen de scheepvaartsluis te passen. Dit komt doordat de diepgang en daarmee het zelfdrijfvermogen van het constructie-element afnemen. Er moet vergeleken bij laybarge I en II meer drijfvermogen geleverd worden door de drijfpontons. Dit drijfvermogen kan alleen gezocht worden in de x-richting. De ondergrenzen van het transport- en afzinkvenster voor laybarge II, nokken I en nokken II volgen rechtstreeks uit Tabel 3-6. De resultaten van het spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel" worden voor laybarge II, nokken I en nokken II weergegeven in Tabel 3-15.

	Pov (%) (Laybarge II)		Pov (%) (Nokken I)		Pov (%) (Nokken II)	
	OG[6]	BG[7]	OG	BG	OG	BG
Vaste Drempel (Deel 1)	5	100	5	20	5	100
Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	10	100	10	20	10	100
Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)	20	100	20	20	20	100

Tabel 3-15: *Transport - en Afzinkvenster (Laybarge II, Nokken I en Nokken II)*

TRANSPORTPONTONS

Er wordt met behulp van de handberekening "Transportpontons" (zie Bijlage XX) gecontroleerd of transport met behulp van een transportponton mogelijk is. Het eigen gewicht van het transportponton wordt apart verrekend. Uit de resultaten van de handberekening "Transportpontons" blijkt, dat transport met behulp van een transportponton niet mogelijk is. Het mogelijke transport- en afzinkvenster blijft te beperkt, aangezien de benodigde waterstand een te klein percentage van de tijd overschreden wordt. Daarnaast is de tolerantie bij de passage van de maatgevende brug te klein.

3.3.5 KEUZE

Transport met behulp van een laybarge I of transportpontons is niet mogelijk. Nokken I en II vallen af vanwege constructieve problemen bij de belastingoverdracht van het constructie-element naar de drijfpontons. Vanwege de voordelen van de symmetrische U-vorm en de kleinere hoeveelheid benodigd hulpmaterieel wordt zelfdrijfvermogen (uitkleden) (zie Figuur 3-30 en Figuur 3-31) verkozen boven laybarge II.

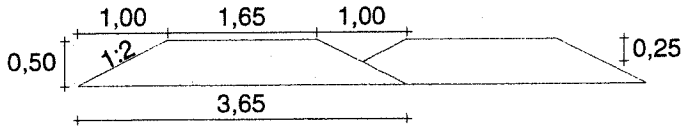
[6] OG = Ondergrens
[7] BG = Bovengrens

4 VOORLOPIG ONTWERP

4.1 AANSLUITINGEN

4.1.1 ONDERSTUK – RIVIERBODEM

Het onderstuk wordt afgezonken op grindribben in de stroomrichting. De holle ruimtes tussen de grindribben fungeren als kanalen voor waterafvoer vlak voor touchdown van het constructie-element. Het sedimenttransport is gering; de holle ruimtes kunnen niet vervuild raken met slib. De grindribben kunnen gelegd worden door de "Scradeway" (zie Bijlage XXVI). De Scradeway is onder andere gebruikt voor de aanleg van grindribben bij de Øresundtunnel (Kopenhagen, Denemarken) en de Tweede Beneluxtunnel (Rotterdam, Nederland) [Cement; 2001].

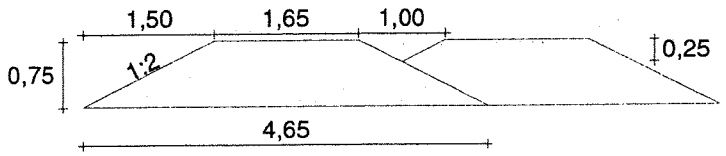


Figuur 4-1: *Lay-out Grindribben*

Met de Scradeway kunnen grindribben met een kruinbreedte van 1,65 m gelegd worden (zie Figuur 4-1). De kruinen van de grindribben kunnen met een tolerantie van +/- 2,50 cm gelegd worden. De totale externe hoogte van de grindribben bedraagt 0,50 m. Het grind staat onder een helling van 1:2. De vrije ruimte tussen twee grindkruinen bedraagt 1,00 m. De grindribben overlappen elkaar; de hoogte van holle kamers bedraagt 0,25 m.

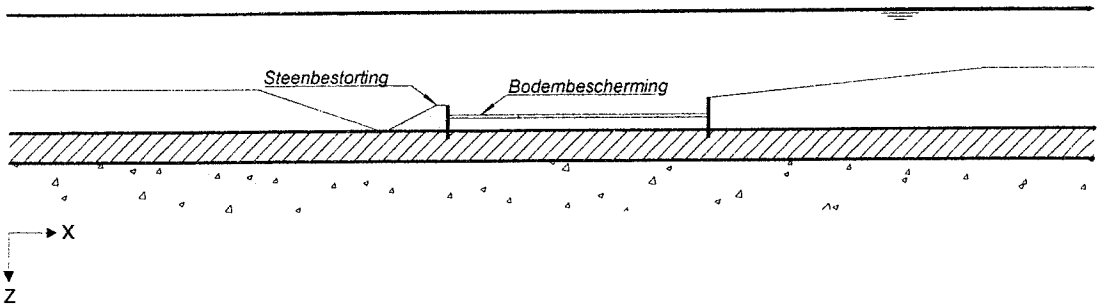
BODEMBESCHERMING

De grindribben fungeren in de uitvoeringsfasen als bodembescherming. De diameter die de grindkorrels minimaal dienen te hebben, wordt bepaald door de situatie tijdens het afzinken van het laatste onderstuk (deel 5). Het sluitgat is dan namelijk het kleinst en de bijbehorende horizontale constrictie en stromingsaanval op de bodem het grootst. In de handberekening "Bodembescherming" (zie Bijlage XXI) is de benodige diameter van de grindkorrels op 0,25 m bepaald volgens [Schiereck; 1998]. Er wordt een steenklasse met een gradering van 10-60 kg toegepast.



Figuur 4-2: *Aangepaste Lay-out Grindribben*

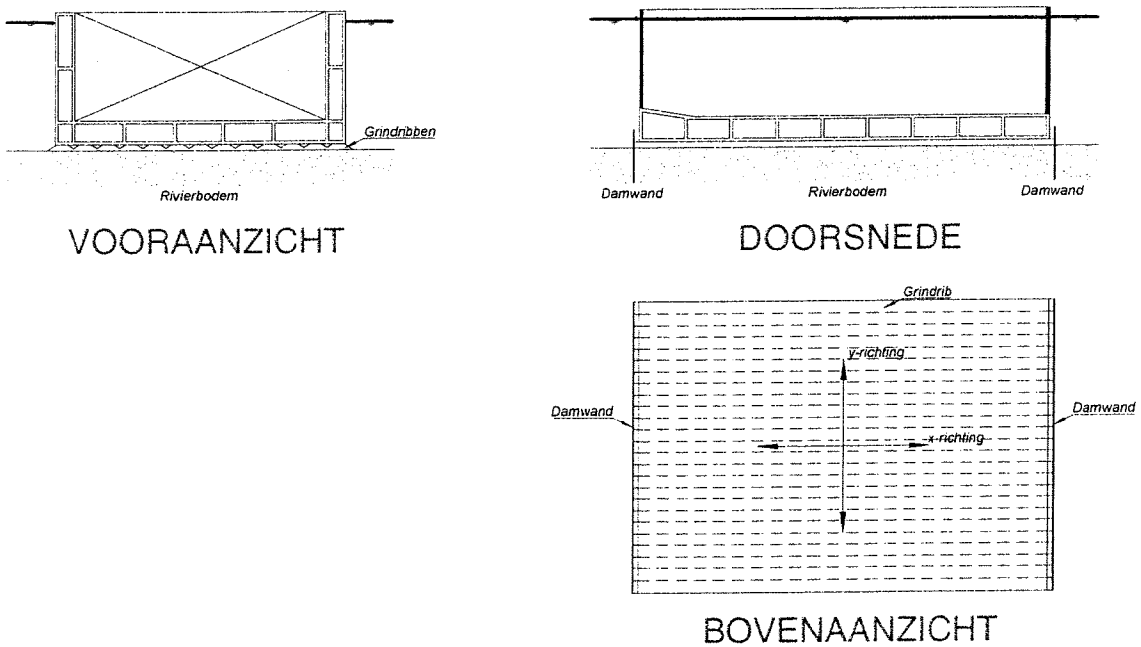
Met het oog op de functie als bodembescherming wordt er voor gekozen om de grindribben onder de holle kamers een dikte van 0,50 m te geven. De totale hoogte van de grindribben wordt hiermee 0,75 m (zie Figuur 4-2). Het hydraulisch verhang over de laag grind wordt groot genoeg geacht om uitspoeling van de onderliggende zandlaag te voorkomen. Er wordt aangenomen dat het eventuele ontstaan van een ontgrondingskuil benedenstrooms (lange-termijn effect) ondervangen is door het hydraulisch ontwerp van het USACE.



Figuur 4-3: *Grindribben als Bodembescherming in Uitvoeringsfasen*

FUNDERING

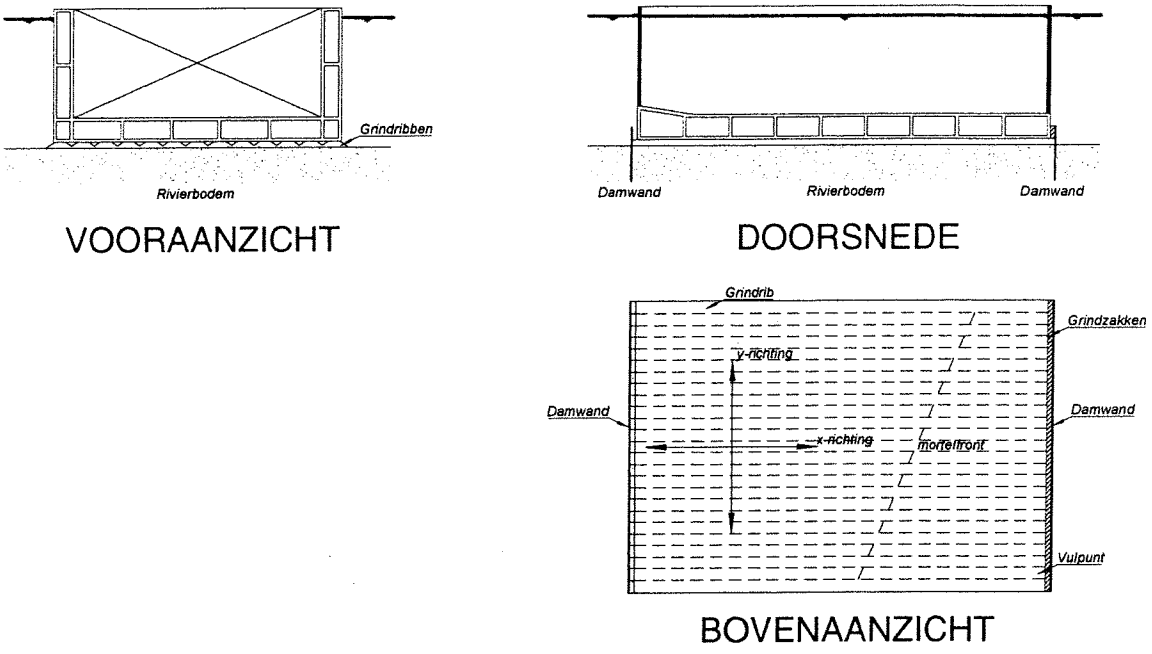
De grindribben fungeren als fundering. Door de grindribben wordt voldoende oppervlakte verkregen om de verticale resultante over te brengen naar de rivierbodem zonder dat de spanningen in het onderstuk en de ondergrond locaal te hoog worden. Een grind-beton aansluiting levert een hogere wrijvingscoëfficiënt dan een zand-beton aansluiting. Door de grindribben wordt een (1,65 / 2,65) * 100 = 62% aansluiting tussen het funderingsvlak van de onderbouw en de grindribben verkregen. Om ruim aan alle grenstoestanden in de eindfase te voldoen, dient er een 100% aansluiting tussen het funderingsvlak van de onderbouw en de grindribben gerealiseerd te worden (zie §3.2.5). Deze aansluiting wordt gerealiseerd door de holle kamers te vullen met mortel. Om milieuverontreiniging te voorkomen, moet voorkomen worden dat de mortel kan weglopen. Door de grindribben in x-richting te laten lopen, hebben de buitenste grindribben een afdichtende functie (zie Figuur 4-4). De toegepaste steenklasse met een gradering van 10-60 kg heeft een dusdanig lage porositeit, dat de mortel niet weg kan lopen. Aan de boven- en benedenstroomse zijde wordt de afdichtende functie vervuld door de twee damwanden van 5,00 m die eveneens dienen om piping te voorkomen (zie §3.2.4).



Figuur 4-4: *Ondermortelen*

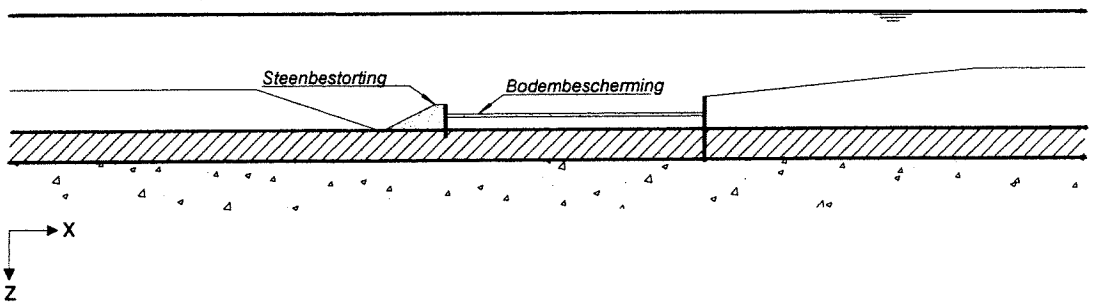
De speling tussen het onderstuk en de damwand aan de bovenstroomse zijde wordt afgedicht met grindzakken. De tussen het onderstuk en de grindribben in x-richting ontstane holle kamers worden vanaf de bovenstroomse zijde gevuld met mortel. Het vullen gebeurt vanuit een voedingsbuis in y-richting aan de bovenstroomse zijde van het onderstuk. Ter plaatse van iedere holle kamer heeft de buis een opening zodat de mortel de holle kamers in kan lopen. De buis wordt vanuit één hoekpunt gevoed met mortel. Hierdoor is het "mortelfront" enigszins

scheef georiënteerd (zie Figuur 4-5). De holle kamer aan de zijde van het vulpunt is als eerste volledig gevuld. De speling tussen het onderstuk en de damwand aan de benedenstroomse zijde wordt open gelaten om het water te kunnen laten afvloeien. Nadat het mortelfront in een holle kamer de benedenstroomse zijde heeft bereikt, wordt de speling tussen het onderstuk en de damwand aan het uiteinde van die holle kamer eveneens afgedicht met grindzakken.



Figuur 4-5: *Mortelfront*

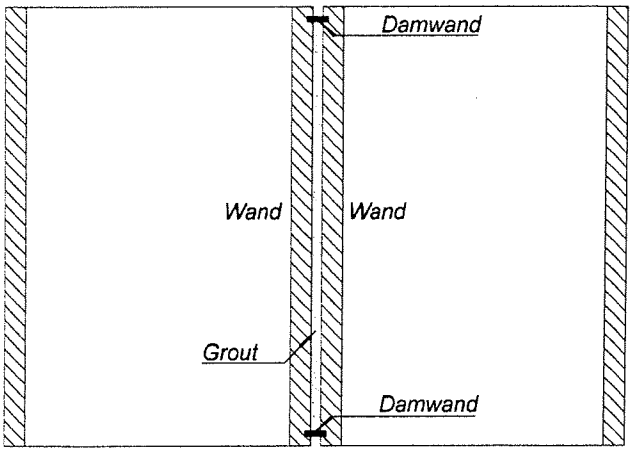
Vanwege de grindribben kan de horizontale afstand onder de constructie-elementen niet meegerekend worden als kwelweg. De twee damwanden zijn niet afdoende om piping te voorkomen. Dit kan opgelost worden door de bovenstroomse damwand door te zetten tot in de (ondoorlatende) siltsteenlaag (zie Figuur 4-6).



Figuur 4-6: *Piping*

4.1.2 ONDERSTUK - ONDERSTUK

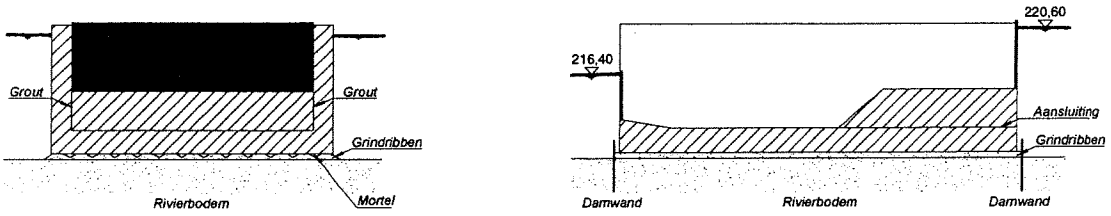
De aansluiting tussen twee onderstukken moet waterdicht zijn om leeglopen van het bovenstroomse rivierpand en uitspoelen van de rivierbodem onder de aansluiting te voorkomen. Daarnaast dient deze aansluiting alle mogelijke bewegingen op te kunnen vangen. Aan de boven- en benedenstroomse zijde worden damwanden in sponningen geplaatst. Deze worden waterdicht aangesloten op de twee damwanden die dienen als afdichting voor de mortel en om piping te voorkomen (zie §3.2.4). De ruimte tussen de damwanden wordt volgegrout (zie Figuur 4-7).



Figuur 4-7: *Aansluiting Onderstuk - Onderstuk*

4.1.3 BOVENSTUK – ONDERSTUK

De aansluiting tussen het boven- en onderstuk (zie Figuur 4-8) moet in staat zijn om normaalkracht, dwarskracht en moment over te dragen. Deze aansluiting kan beschouwd worden als een fundering op staal. De in §3.2.5 besproken relevante grenstoestanden voor deze aansluiting zijn afschuiven en draagvermogen (kantelen en spanning). Er wordt in alle belastinggevallen aan het "afschuifcriterium" voldaan door de horizontale resultante over te laten dragen door middel van zes afschuifpennen per aansluiting. De zes afschuifpennen worden later ingestort in ballastbeton. Voor toetsing van het "kantelcriterium" hoeft er alleen naar het belastinggeval onderhoud (zie §2.2.3) gekeken te worden. Vanwege het verval over het bovenstuk tijdens onderhoud levert dit belastinggeval het grootste moment op de aansluiting tussen het boven- en onderstuk.



Figuur 4-8: *Aansluiting Bovenstuk - Onderstuk*

In de handberekening "Aansluiting Bovenstuk-Onderstuk" (zie Bijlage XXII) wordt voor de aansluiting tussen het boven- en onderstuk van de vaste, de hoge en de lage drempel berekend of er trek optreedt in het belastinggeval onderhoud. Er kan geconcludeerd worden dat de gehele aansluiting van het boven- en onderstuk van zowel de vaste, de hoge, als de lage drempel altijd op druk belast wordt. De resterende open ruimte tussen de pijlers en het bovenstuk wordt volgegrout. De bekisting wordt zowel aan boven- als benedenstroomse zijde gevormd door een verticaal opblaasbaar rubber profiel. Dit rubber profiel bevindt zich aan de binnenzijde van het onderstuk.

4.2 UITVOERINGSMETHODE

4.2.1 UITVOERINGSFASEN

De uitvoeringsfasen die rechtstreeks betrekking hebben op de constructie-elementen zijn genummerd.

BOUWDOK

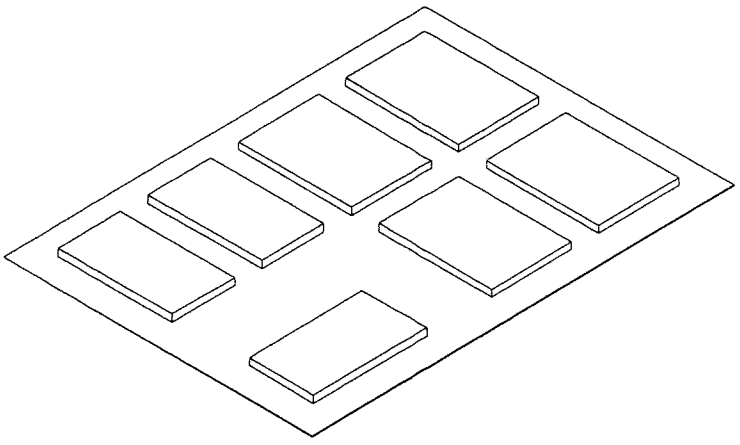
LOCATIE EN -INRICHTING

Er wordt uitgegaan van de doklocatie Leetsdale.

In §2.1.2 is besproken dat DMC ervoor gekozen hebben om de constructie-elementen uit het ontwerp van het USACE in één cyclus in het bouwdok te bouwen (zie Bijlage IV: LO-002 (Construction Dock Leetsdale)). Om de totale bouwtijd zo kort mogelijk te houden, wordt er gestreefd naar één dokcyclus. De oppervlakte van de dokvloer bedraagt 90,00 * 120,00 m^2. De huidige oppervlakte is te klein om plaats te bieden aan alle constructie-elementen (boven- en onderstukken). Dit wordt opgelost door het bovendek van het onderstuk als bouwvloer voor het bovenstuk te gebruiken. Er is parallel aan de Ohio River ruimte voor vergroting van de dokvloer. De grootte en inrichting van het bouwdok wordt bepaald door de volgende aspecten:

- ✓ ***Oppervlakte:*** Alle onderstukken moeten op de dokvloer geplaatst kunnen worden. Tussen een constructie-element en de rand van het dok en tussen twee constructie-elementen dient minimaal 10,00 m werkruimte aanwezig te zijn.
- ✓ ***Diepte:*** Het bovenstuk van de vaste drempel heeft de grootste diepgang (zie Tabel 3-11). Indien alle bovenstukken opgedreven zijn, bedraagt de waterstand 2,40 (vloer onderstuk) + 0,30 (grindlaag) + 0,50 (kielspeling) + 4,67 (diepgang bovenstuk vaste drempel) = 7,87 m.
- ✓ ***Plaatsing Onderstukken:*** De bovenstukken drijven op voordat de onderstukken opdrijven. De wanden van de onderstukken vormen obstakels voor de bovenstukken, indien deze het bouwdok uitgesleept worden. De onderstukken dienen zo ten opzichte van elkaar geplaatst te worden, dat de bovenstukken het dok kunnen verlaten.

Indien bovenstaande aspecten worden gecombineerd, leidt dit tot plaatsing van constructie-elementen in het bouwdok volgens Figuur 4-9. De oppervlakte van de dokvloer wordt vergroot tot 110,00 * 150,00 m^2.

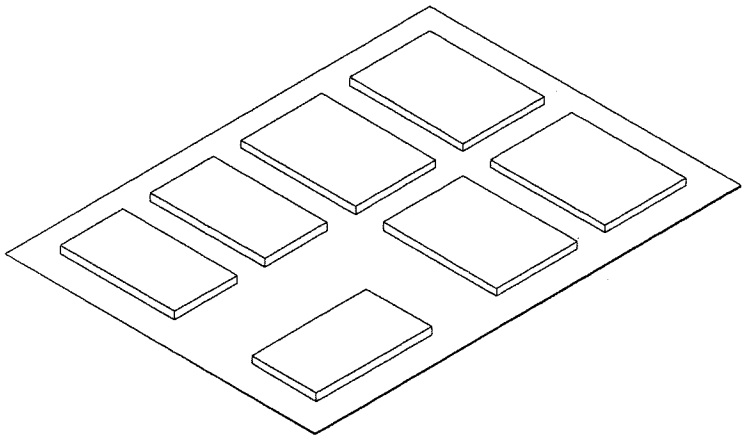


Figuur 4-9: *Plaatsing Constructie-Elementen op Dokvloer*

BOUW

Fase 1 (Vloer Onderstukken)

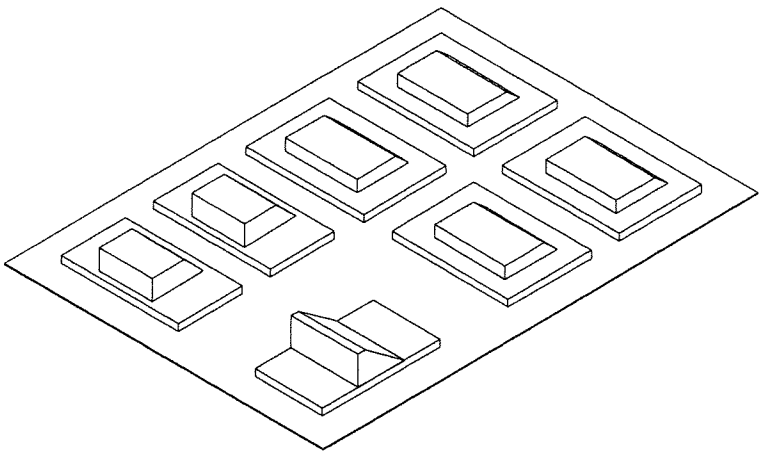
Het onderdek worden gestort op de dokvloer (zie Figuur 4-10). De bekisting aan de onderzijde wordt gevormd door dunne houten platen. Het zijdelings weglopen van het beton wordt verhinderd door verticale houten bekisting. De buiten- en tussenplaten van de vloer worden op het onderdek gestort. Zowel aan de binnen- als de buitenzijde wordt gebruik gemaakt van houten bekisting. Om het gewicht van de onderstukken te beperken dient de binnenbekisting te worden teruggewonnen. Het bovendek van de vloer wordt op de buiten- en tussenplaten gestort. De bekisting aan de onderzijde wordt gevormd door prefab platen, die voor het storten op opleggingen op de tussenplaten worden gelegd. De prefab platen worden niet terug gewonnen en vormen een deel van de definitieve constructie. In het bovendek zit per vloercompartiment een gat dat in latere uitvoeringsfasen gebruikt kan worden voor de aan- en afvoer van ballastbeton en -water. De onderzijde van de prefab platen loopt schuin af onder een helling van 1:19. Dit is iets steiler dan 1:20, de helling waaronder het ballastbeton (onderwaterbeton) gaat staan. Op deze manier wordt tijdens het storten van het ballastbeton in de compartimenten de aansluiting tussen het ballastbeton en het bovendek gerealiseerd.



Figuur 4-10: *Fase 1 (Vloer Onderstukken)*

Fase 2 (Bovenstukken)

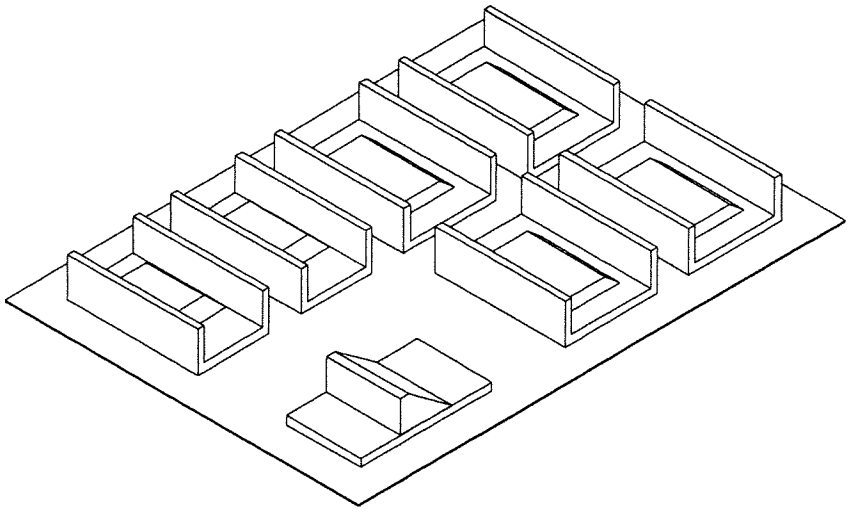
Het bovendek van de onderstukken wordt voorzien van een grindlaag van 0,30 m, zodat bij het vollopen van het bouwdok de opwaartse waterdruk zich overal onder de bovenstukken kan ontwikkelen. De vloer, wanden en schotten van de bovenstukken worden, op soortgelijke wijze als hierboven beschreven voor de vloer van de onderstukken, vervaardigd (zie Figuur 4-11).



Figuur 4-11: *Fase 2 (Bovenstukken)*

Fase 3 (Wanden Onderstukken)

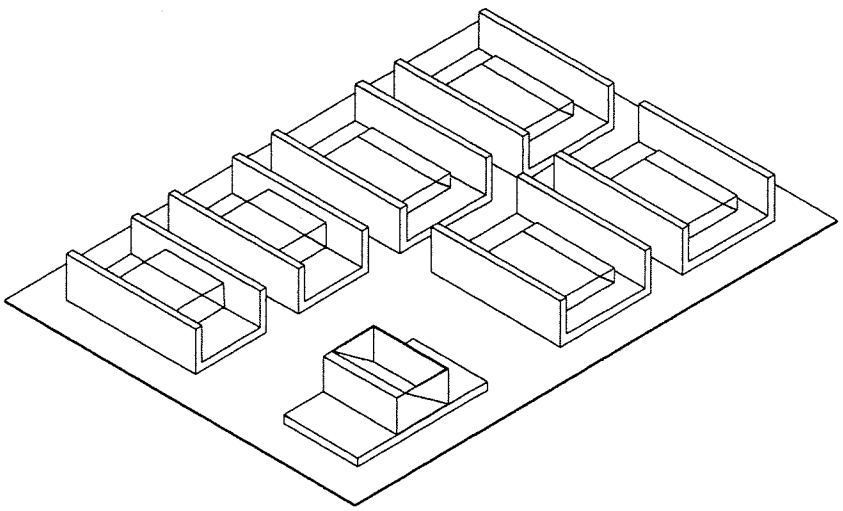
De wanden worden op de vloer gestort (zie Figuur 4-12). Zowel aan de binnen- als de buitenzijde wordt gebruik gemaakt van houten bekisting. Om het gewicht van de onderstukken te beperken dient de binnenbekisting te worden teruggewonnen.



Figuur 4-12: *Fase 3 (Wanden Onderstukken)*

Fase 4 (Afbouw)

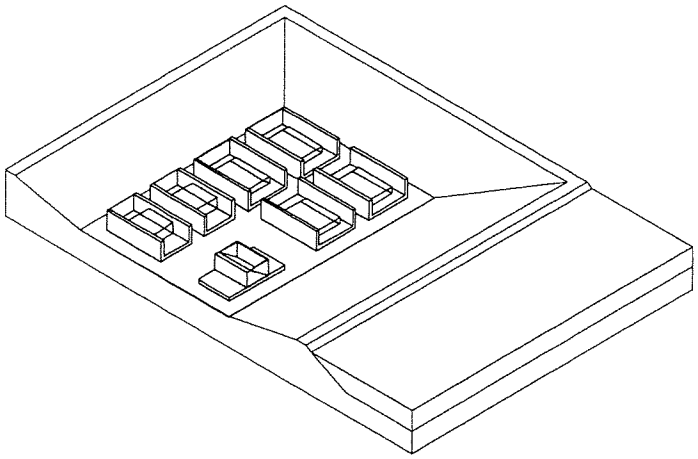
De voorspanstrengen worden aangebracht. Het standaard materieel voor transport en afzinken wordt aangebracht. De trapeziumvormige bovenstukken worden rechthoekig gemaakt door het aanbrengen van schotten en een dak (zie Figuur 4-13). Een dak is niet nodig bij het bovenstuk van de vaste drempel, aangezien dit na afzinken nog boven de waterlijn uitkomt.



Figuur 4-13: *Fase 4 (Afbouw)*

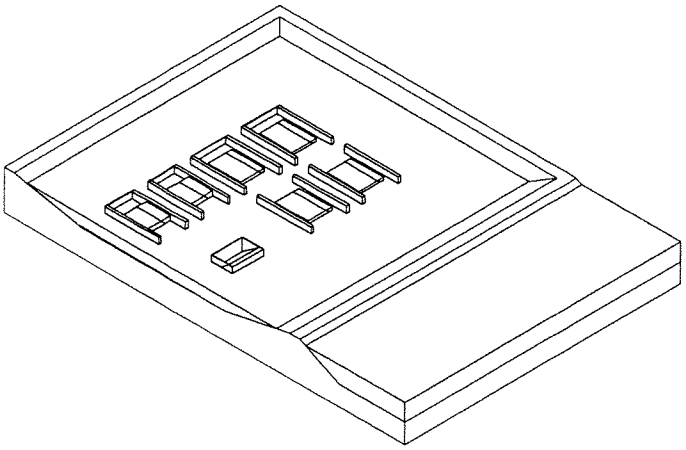
Fase 5 t/m 7 (Vollopen Bouwdok)

Het bouwdok wordt gescheiden van de Ohio River door een dijk. De achterste schotten worden aan de uiteinden van de achterste onderstukken tussen de wanden in de sponningen geplaatst met behulp van een kraan (zie Figuur 4-14).



Figuur 4-14: *Bouwdok*

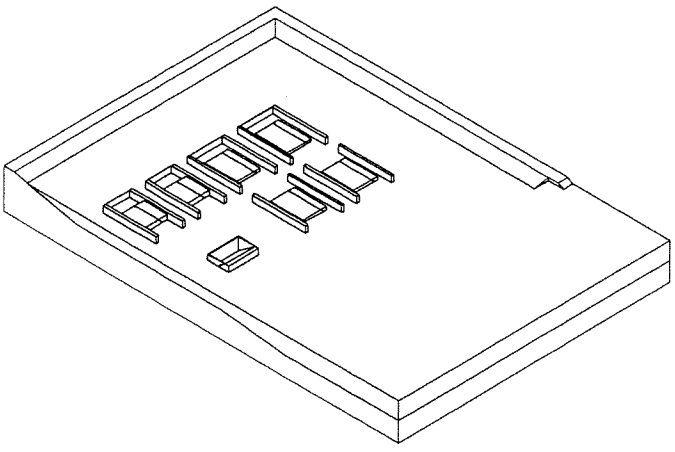
Er wordt water in het bouwdok gebracht door een hevel (natuurlijk verval) over de dijk tussen het bouwdok en de transportweg te plaatsen (zie Figuur 4-15). De bovenstukken drijven op.



Figuur 4-15: *Fase 5 t/m 7 (Vollopen Bouwdok)*

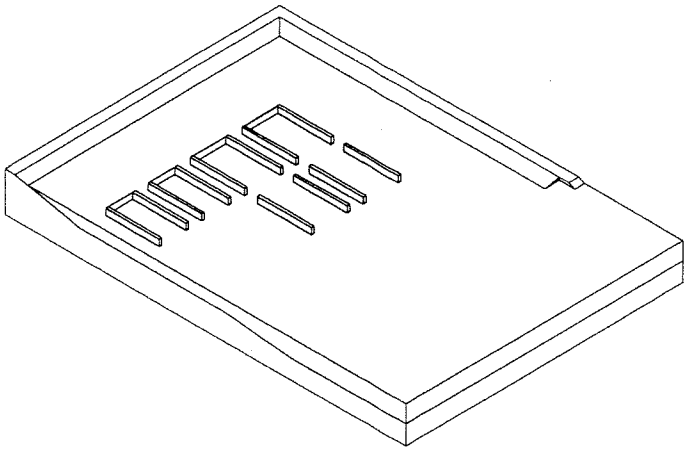
Fase 8 (Doorsteken Dijk)

De dijk tussen het bouwdok en de transportweg wordt doorgestoken (zie Figuur 4-16).



Figuur 4-16: *Fase 8 (Doorsteken Dijk)*

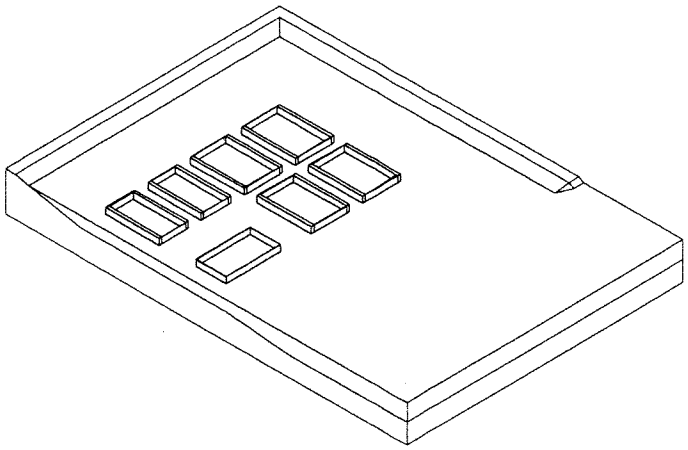
De bovenstukken worden naar de rivier getrokken (zie Figuur 4-17).



Figuur 4-17: *Wegslepen Bovenstukken*

Fase 9 (Plaatsen Schotten Onderstukken)

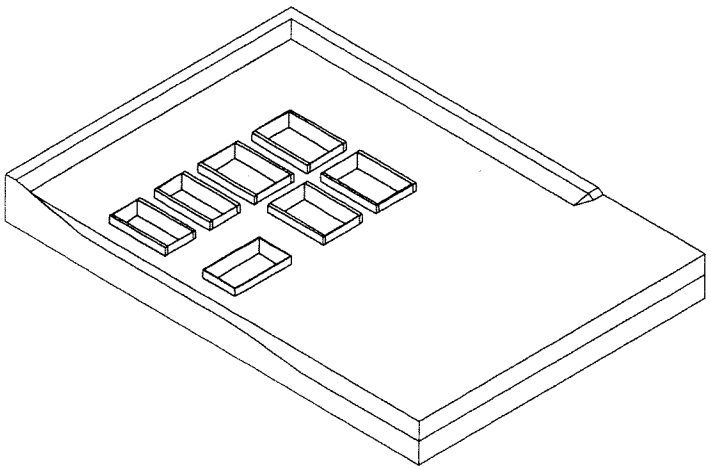
De grindlaag op de vloer van de onderstukken wordt verwijderd. De schotten worden aan beide uiteinden van de onderstukken tussen de wanden in de sponningen geplaatst met behulp van een drijvende bok (zie Figuur 4-18).



Figuur 4-18: *Fase 9 (Plaatsen Schotten Onderstukken)*

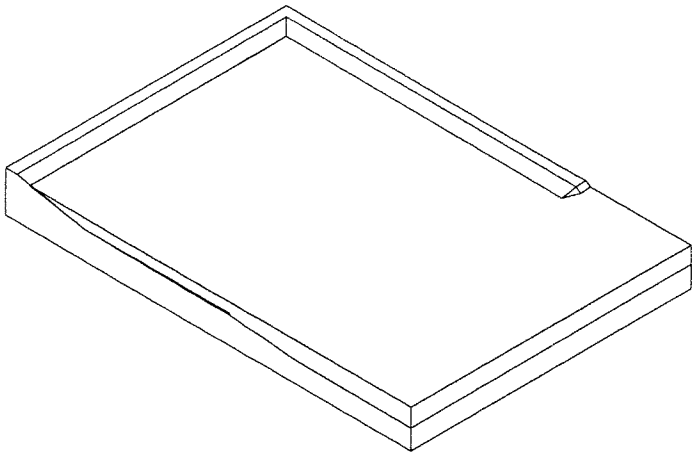
Fase 10 en 11 (Opdrijven Onderstukken)

Het ballastwater wordt gecontroleerd uit het binnengedeelte gepompt. Zodra er voldoende ballastwater uit het binnengedeelte gepompt is, drijven de onderstukken op. Zodra al het ballastwater uit het binnengedeelte verwijderd is, zijn ze opgedreven en hebben ze hun definitieve diepgang (zie Figuur 4-19).



Figuur 4-19: *Fase 11 (Opdrijven Onderstukken (Opgedreven))*

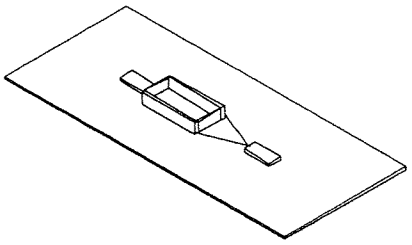
De onderstukken worden naar de rivier getrokken (zie Figuur 4-20).



Figuur 4-20: *Wegslepen Onderstukken*

TRANSPORT

Transport is fase 12. De constructie-elementen worden vanaf Leetsdale stroomopwaarts over de Ohio en de Monongahela River naar de projectlocatie getransporteerd met behulp van een duw- en een sleepboot (zie Figuur 4-21). Tijdens transport over de rivier worden de constructie-elementen voortbewogen door de duwboot. De sleepboot heeft tijdens transport een correctiefunctie.



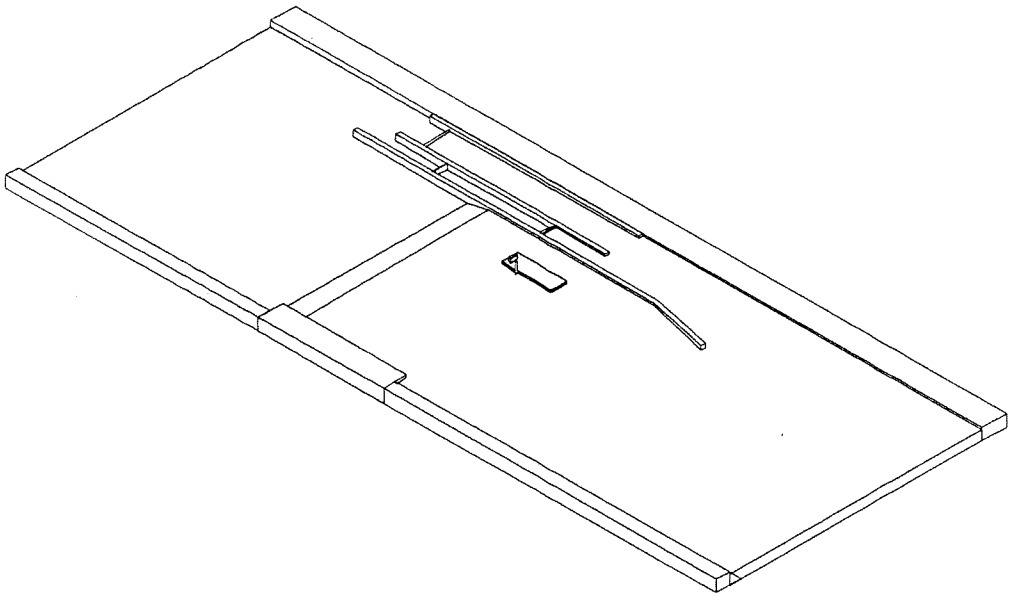
Figuur 4-21: *Fase 12 (Transport)*

De constructie-elementen mogen niet kantelen tijdens transport. Kantelen is onmogelijk, indien de metacentrumhoogte van een constructie-element positief is. In de handberekening "Statische Drijfstabiliteit" (zie Bijlage XXIII) wordt de metacentrumhoogte van alle constructie-elementen bepaald volgens [Journee; Massie; 2001]. Hieruit blijkt dat de metacentrumhoogte van alle constructie-elementen tijdens transport ruim positief is. De constructie-elementen kunnen niet kantelen tijdens transport.

PROJECTLOCATIE

FUNDERING

De grindribben worden per onderstuk enige dagen voor het afzinken gelegd met de Scradeway (zie Figuur 4-22 en Bijlage XXVI). Het grind wordt aangevoerd door middel van duwbakken. De Scradeway bestaat uit een ponton dat op zijn plaats wordt gehouden met behulp van spudpalen aan de korte zijde (22,00 m). Het grind wordt door verticale stortpijp aan de lange zijde (76,00 m) van het ponton op de rivierbodem gelegd. De verticale stortpijp kan langs de gehele lange zijde van het ponton heen en weer bewegen. De lengte van de grindribben van 41,20 m is gezien de lengte van het ponton geen probleem. Na iedere grindrib wordt het ponton langs de spudpalen verplaatst, zodat de volgende grindrib gelegd kan worden.



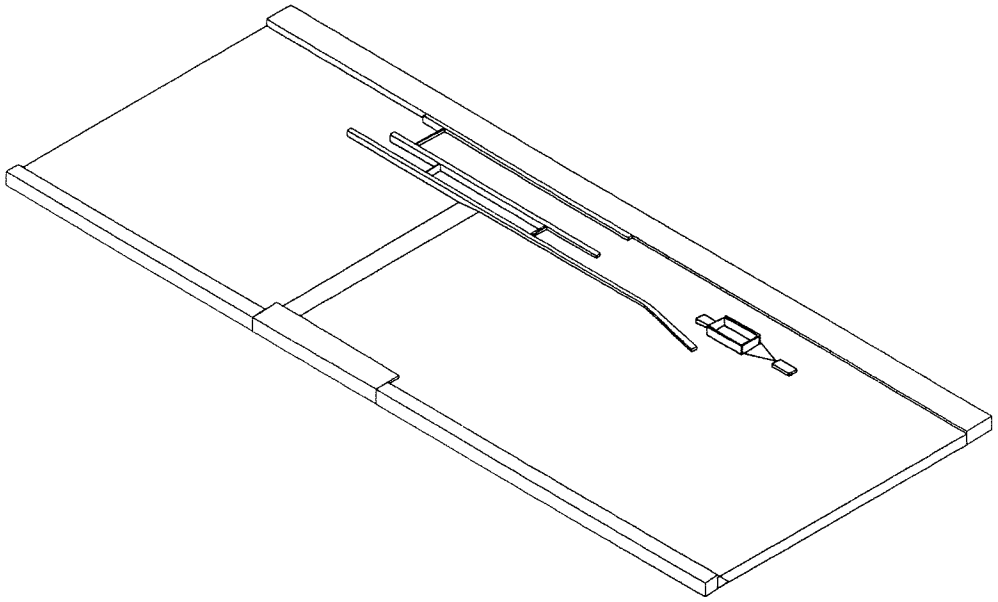
Figuur 4-22: *Fundering*

CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

Onderstuk

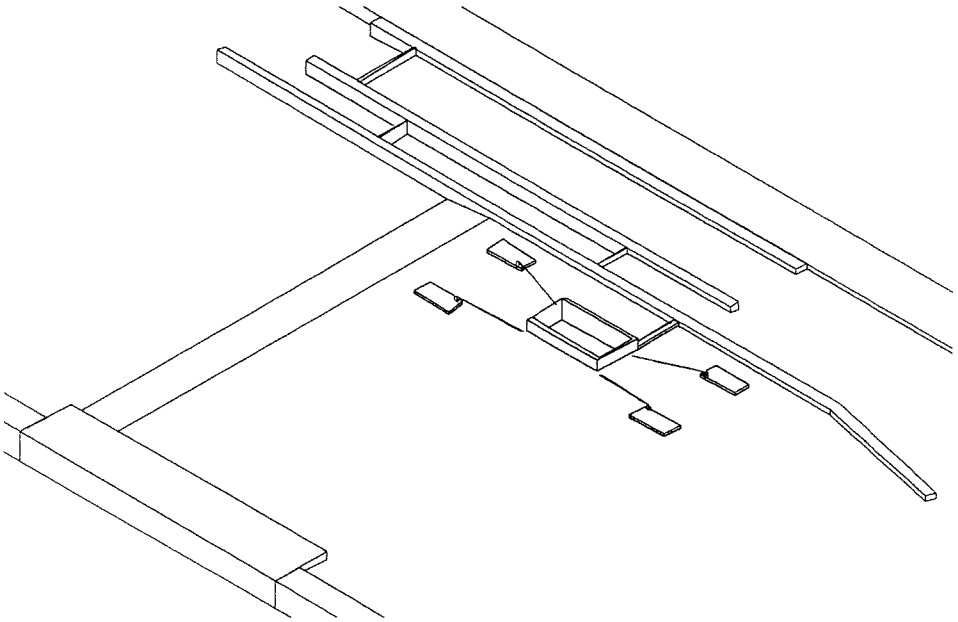
Fase 13 (Positioneren (Onderstuk))

Aangekomen in het rivierbekken tussen de huidige stuw 2 en de bovenstroomse brug, wordt het onderstuk op zijn plaats gehouden door de sleepboot (zie Figuur 4-23).



Figuur 4-23: *Fase 13 (Positioneren I (Onderstuk))*

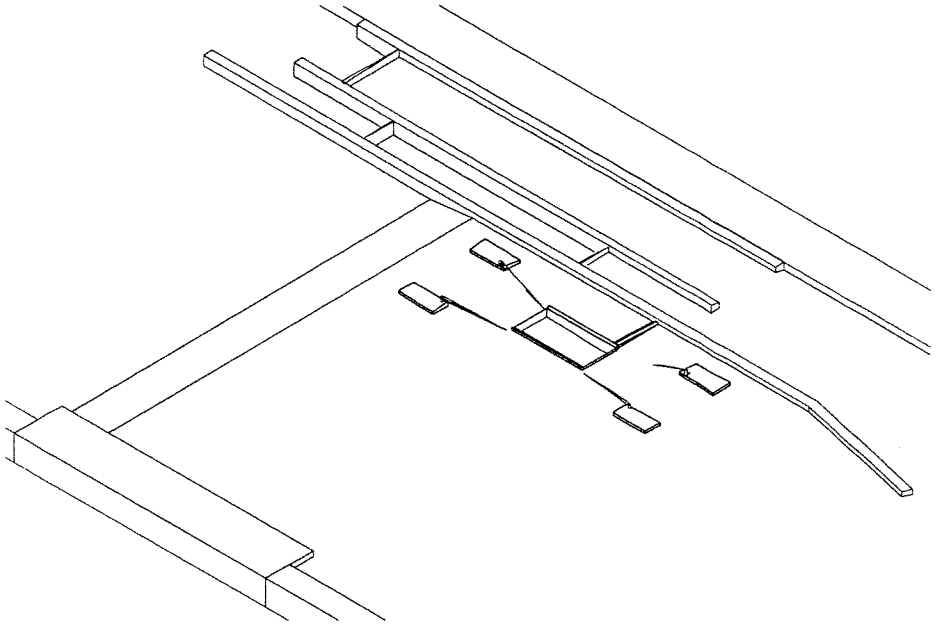
Het onderstuk wordt "overgenomen" door een kabelsysteem, zoals dat in §2.1.2 besproken is. De kabels bewegen langs winches op pontons aan weerszijden van het onderstuk. Het andere uiteinde van de kabels wordt ter hoogte van het zwaartepunt verankerd aan het onderstuk. De pontons worden door middel van een apart kabelsysteem verankerd aan de rivierbodem. Het gehele kabelsysteem verzorgt voor, tijdens en vlak na afzinken zowel de horizontale (stromingsbelasting) als verticale stabiliteit (zie Figuur 4-24).



Figuur 4-24: *Fase 13 (Positioneren II (Onderstuk))*

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

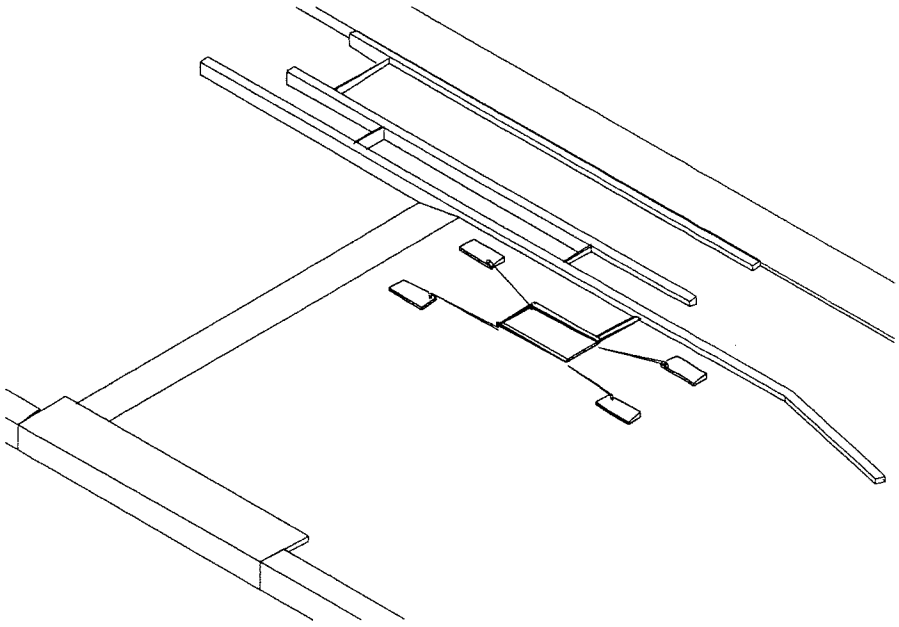
Het onderstuk wordt afgezonken door de compartimenten van het onderstuk met behulp van hevels (natuurlijk verval) te vullen met ballastwater (rivierwater) (zie Figuur 4-25). De hevels zijn aangesloten op pompen, zodat in geval van calamiteiten het ballastwater uit de compartimenten gepompt kan worden en het onderstuk weer opdrijft. Het afzinken dient zeer langzaam en gecontroleerd te gebeuren.



Figuur 4-25: *Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

De waterstand in het binnengedeelte wordt verhoogd zodat er voldoende veiligheid tegen opdrijven verkregen wordt (zie Figuur 4-26).



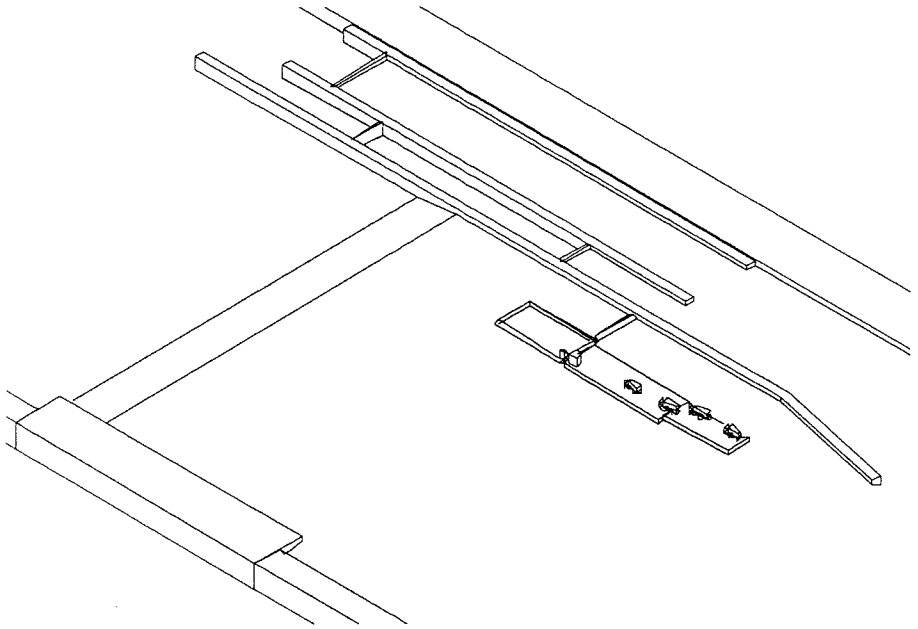
Figuur 4-26: *Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

Logistiek gezien is het wenselijk het kabelsysteem na afzinken zo snel mogelijk te ontkoppelen. De verhoogde waterstand in het binnengedeelte geeft het onderstuk na ontkoppeling van het materieel voldoende gewicht om de horizontale stromingsbelasting te weerstaan.

Fase 16 (Ondermortelen)

De mortel wordt onder overdruk (de waterdruk moet overwonnen worden) in de holle kamers tussen de grindribben en het onderstuk gebracht. Er wordt een veiligheidsfactor van 1,20 aangehouden ten opzichte van de waterdruk aan de onderzijde van het onderstuk. De mortel wordt in de betonfabriek van het bouwdok te Leetdale gemengd. Het wordt door middel van mixers naar de aanmeerplaats bovenstrooms van de projectlocatie vervoerd. De mixers

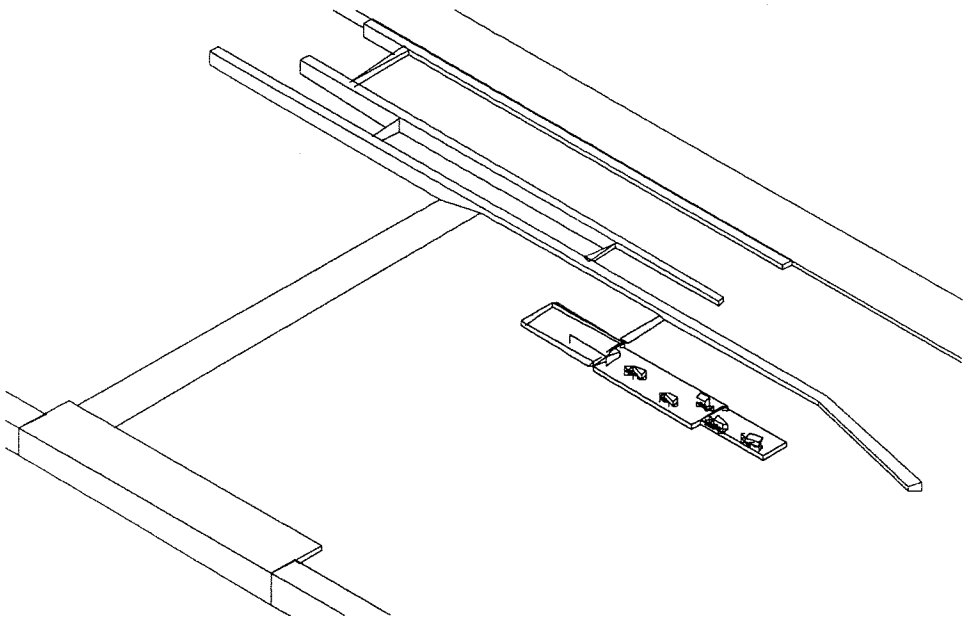
worden heen en weer gevaren door pontjes tussen de aanmeerplaats en een ponton naast het te ondermortelen onderstuk. De mortel wordt door een mortelpomp naar de voedingsbuis in y-richting aan de bovenstroomse zijde van het onderstuk gepompt (zie Figuur 4-27).



Figuur 4-27: *Fase 16 (Ondermortelen)*

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

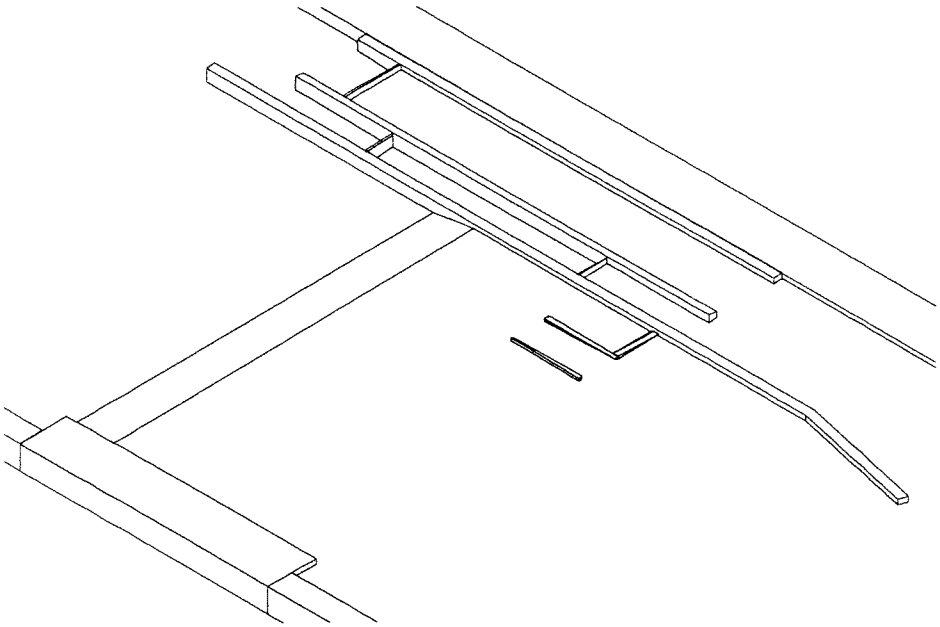
Het ballastbeton wordt aangevoerd zoals hierboven beschreven voor de mortel. Het ballastbeton wordt door een betonpomp in de compartimenten van het onderstuk gepompt (zie Figuur 4-28).



Figuur 4-28: *Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton(Onderstuk))*

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

De schotten worden verwijderd met behulp van een drijvende bok (zie Figuur 4-29).

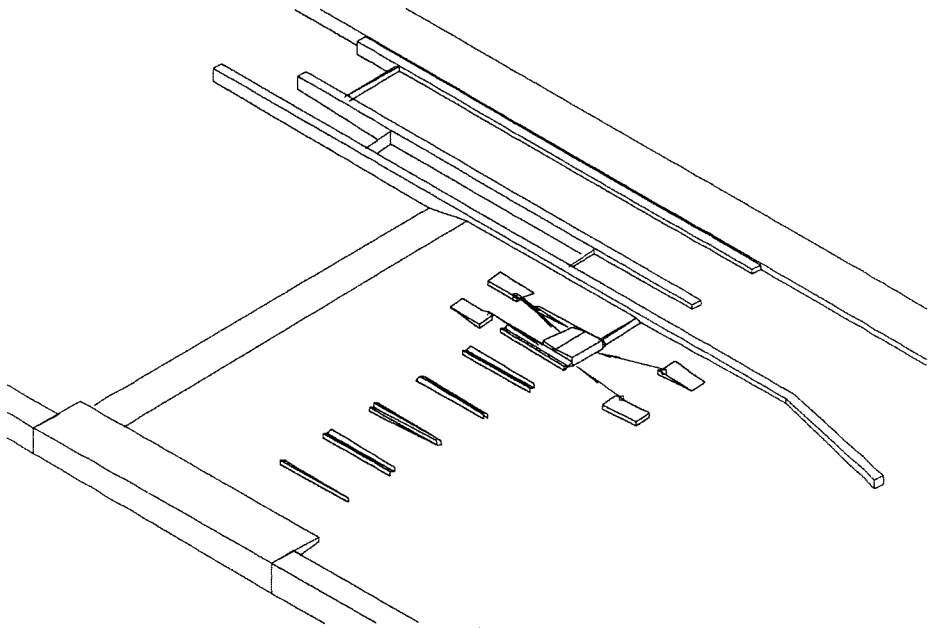


Figuur 4-29: *Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

Bovenstuk

Fase 19 (Positioneren (Bovenstuk))

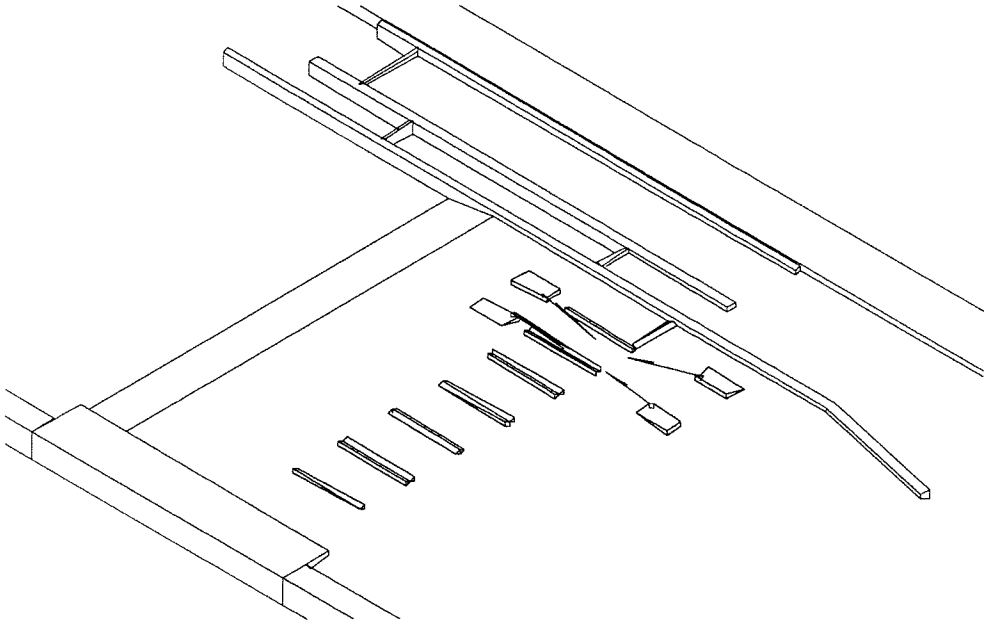
Aangekomen in het rivierbekken tussen de huidige stuw 2 en de bovenstroomse brug, wordt het bovenstuk op zijn plaats gehouden door de sleepboot. Het bovenstuk wordt "overgenomen" door een kabelsysteem, zoals dat in §2.1.2 besproken is. De kabels bewegen langs winches op pontons aan weerszijden van het bovenstuk. Het andere uiteinde van de kabels wordt ter hoogte van het zwaartepunt verankerd aan het bovenstuk. De pontons worden door middel van een apart kabelsysteem verankerd aan de rivierbodem. Voor het bovenstuk vormen de wanden van het reeds afgezonken onderstuk obstakels tijdens het positioneren boven de afzinklocatie. Aan de benedenstroomse zijde van het bovenstuk zijn in beide wanden van het onderstuk geleidestrips geplaatst. De combinatie van de geleidestrips en het kabelsysteem verzorgen voor, tijdens en vlak na afzinken de horizontale (stromingsbelasting) en verticale stabiliteit (zie Figuur 4-30).



Figuur 4-30: *Fase 19 (Positioneren (Bovenstuk))*

Fase 20 (Afzinken (Bovenstuk))

Het bovenstuk wordt afgezonken door de compartimenten van het bovenstuk met behulp van hevels (natuurlijk verval) te vullen met ballastwater (rivierwater) (zie Figuur 4-31). De hevels zijn aangesloten op pompen, zodat in geval van calamiteiten het ballastwater uit de compartimenten gepompt kan worden en het bovenstuk weer opdrijft. Het afzinken dient zeer langzaam en gecontroleerd te gebeuren.



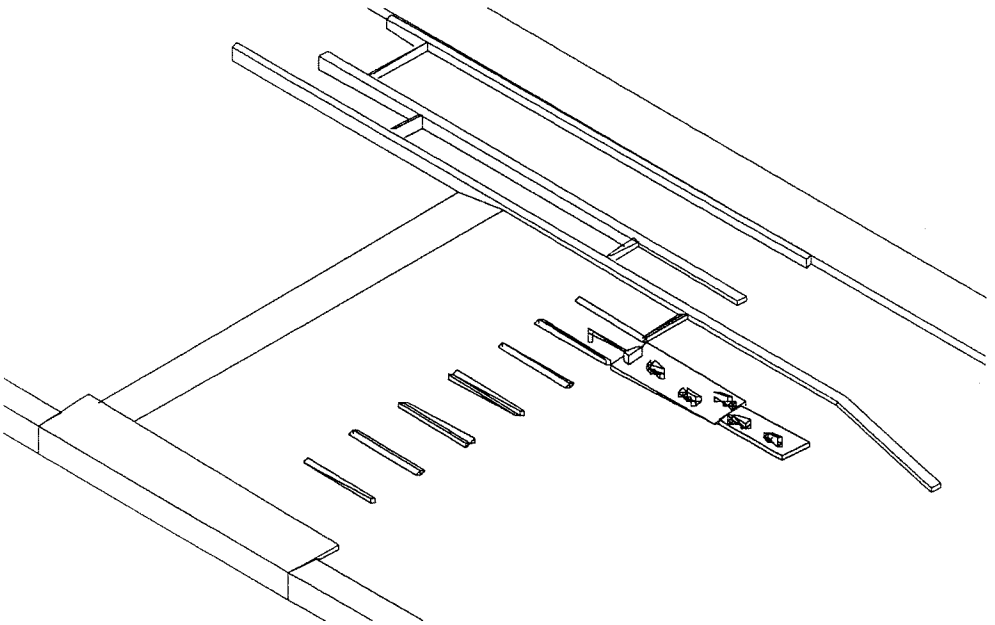
Figuur 4-31: *Fase 20 (Afzinken (Bovenstuk))*

Fase 21 (Aanbrengen Afschuifpennen)

Er worden zes afschuifpennen aangebracht in de aansluiting tussen het boven- en onderstuk.

Fase 22 (Aanbrengen Ballastbeton (Bovenstuk))

Het ballastbeton wordt aangevoerd zoals hierboven beschreven voor het onderstuk. Het ballastbeton wordt door een betonpomp in de compartimenten van het bovenstuk gepompt (zie Figuur 4-32).



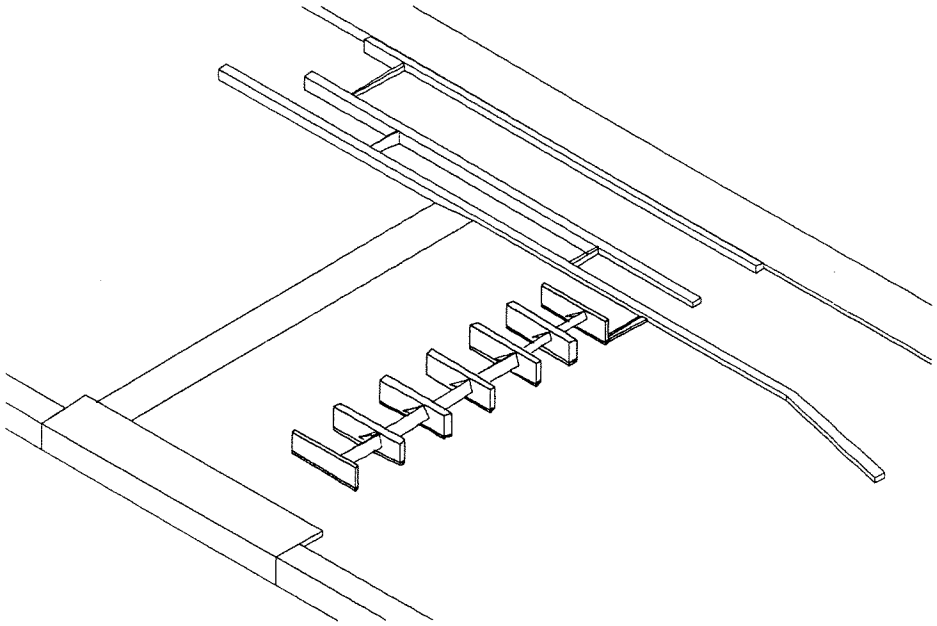
Figuur 4-32: *Fase 22 (Aanbrengen Ballastbeton (Bovenstuk))*

Fase 23 (Verwijderen Schotten (Bovenstuk))

De schotten en het dak worden verwijderd met behulp van een drijvende bok.

PIJLERS EN SEGMENTSCHUIVEN

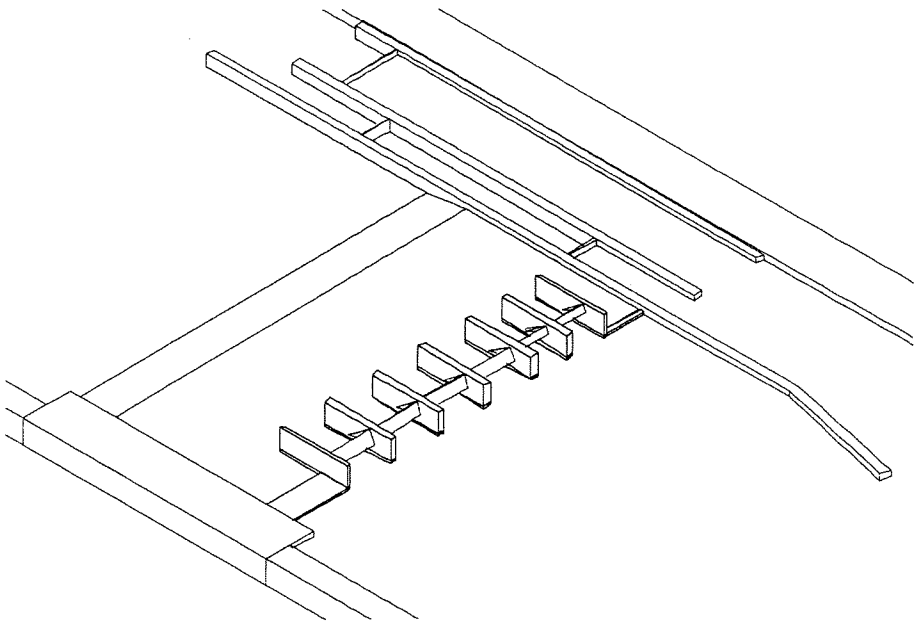
De pijlers worden ter plaatse afgebouwd. De segmentschuiven worden op de wal aan elkaar gelast. De segmentschuiven worden met behulp van een drijvende bok tussen de pijlers gehangen (zie Figuur 4-33).



Figuur 4-33: *Pijlers en Segmentschuiven*

NOODDREMPEL

De nooddrempel wordt ter plaatse gebouwd (zie Figuur 4-34).



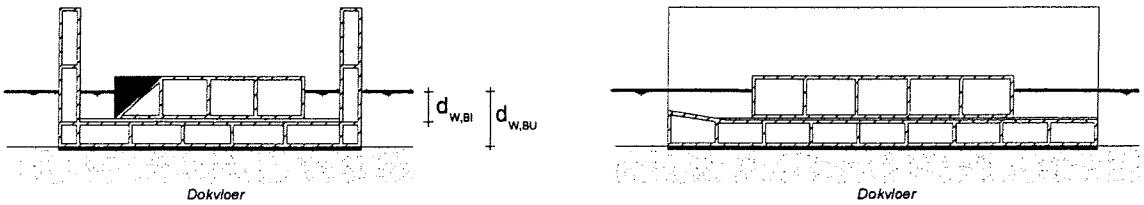
Figuur 4-34: *Nooddrempel*

4.2.2 BELASTINGGEVALLEN UITVOERINGSFASEN

Aan de hand van de uitvoeringsfasen die rechtstreeks betrekking hebben op de constructie-elementen (zie §4.2.1) worden de belastinggevallen op de constructie-elementen doorlopen. De waterstanden in de uitvoeringsfasen die rechtstreeks betrekking hebben op de constructie-elementen zijn berekend in de handberekening "Dimensionering" (zie Bijlage XXIV).

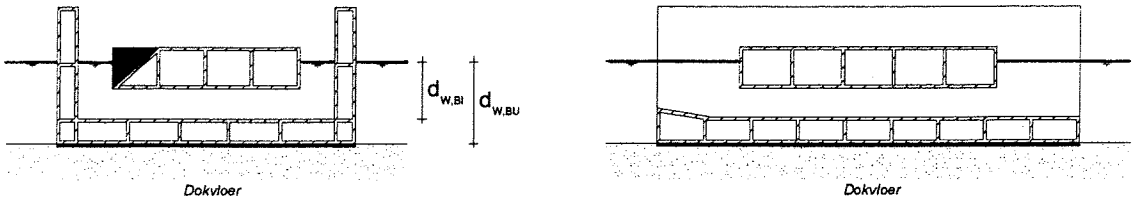
BOUWDOK

Er wordt water in het bouwdok gebracht door een hevel (natuurlijk verval) over de dijk tussen het bouwdok en de transportweg te plaatsen. De bovenstukken van de lage drempels drijven op bij een buitenwaterstand[1] van 2,40 (vloer onderstuk) + 0,30 (grindlaag) + 2,94 (diepgang bovenstuk) = 5,64 m (zie Figuur 4-35). De bovenstukken van de hoge drempels drijven op bij een buitenwaterstand van 2,40 (vloer onderstuk) + 0,30 (grindlaag) + 4,06 (diepgang bovenstuk) = 6,76 m.



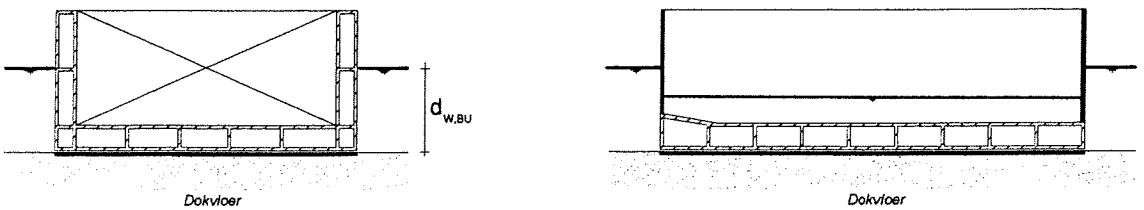
Figuur 4-35: *Fase 5 en 6: Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken)*

De buitenwaterstand stijgt tot 7,87 m boven de dokvloer (bovenstuk vaste drempel opgedreven) (zie Figuur 4-36).



Figuur 4-36: *Fase 7: Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven)*

De schotten worden aan beide uiteinden van de onderstukken tussen de wanden in de sponningen geplaatst met behulp van een drijvende bok. Juist na plaatsing van de schotten is de buitenwaterstand gelijk aan de binnenwaterstand[2]. De onderstukken drijven op door het ballastwater gecontroleerd uit het binnengedeelte te pompen (zie Figuur 4-37). De onderstukken van de hoge drempels drijven op indien de binnenwaterstand 3,82 m bedraagt. De onderstukken van de lage drempels drijven op indien de binnenwaterstand 3,80 bedraagt.

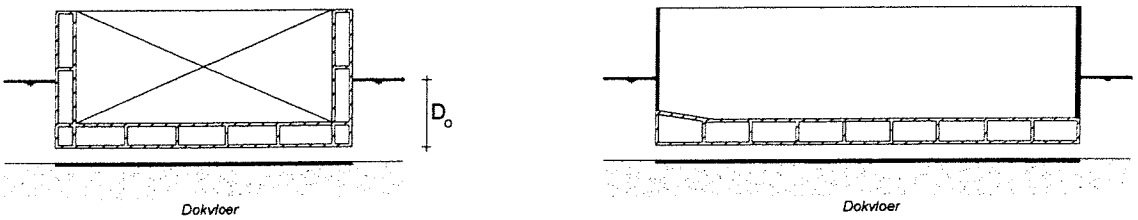


Figuur 4-37: *Fase 10: Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven)*

In x-richting worden de uiterste vloercompartimenten gebruikt om te kunnen trimmen. In y-richting worden de bovenste wandcompartimenten gebruikt om te kunnen trimmen. Indien de

[1] De buitenwaterstand is de waterstand aan de buitenzijde van het onderstuk ten opzichte van de dokvloer.
[2] De binnenwaterstand is de waterstand in het binnengedeelte van het onderstuk.

onderstukken volledig opgedreven zijn (zie Figuur 4-38), bedraagt de buitenwaterstand (= diepgang) van het onderstuk van de hoge drempel 4,72 m. De buitenwaterstand (= diepgang) van het onderstuk van de lage drempel bedraagt 4,60 m.

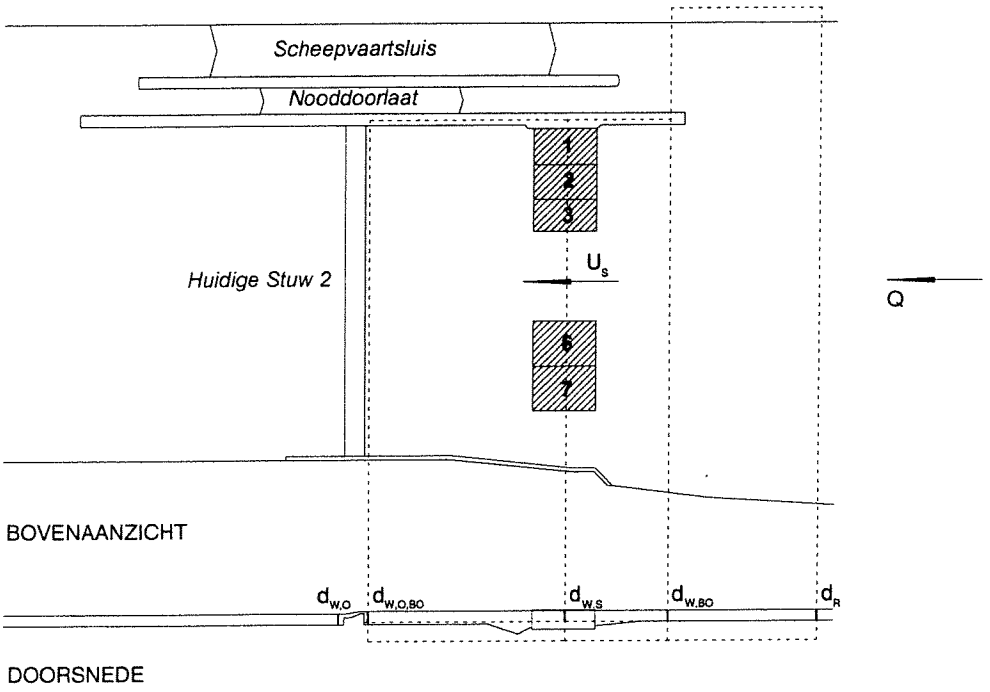


Figuur 4-38: *Fase 11: Opdrijven Onderstukken (Opgedreven)*

PROJECTLOCATIE

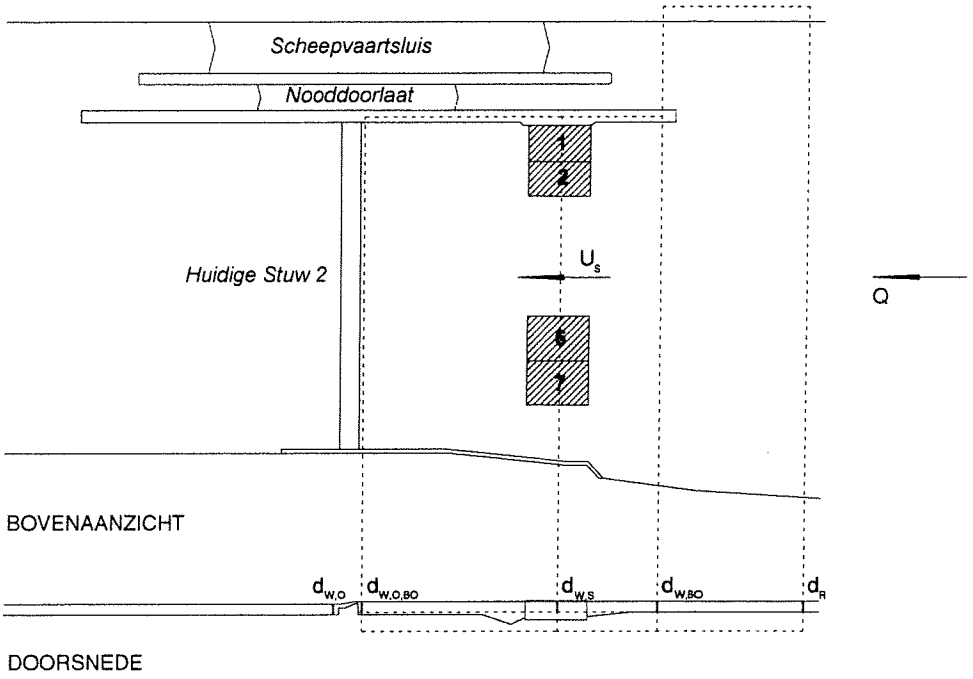
ONDERSTUK

Voor de hoge drempels wordt in Bijlage XVIII bij het afzinken van het onderstuk van deel 3 (zie Figuur 4-39) de grootste waterdiepte van 6,70 m ter plaatse van de nieuwe stuw 2 gevonden.



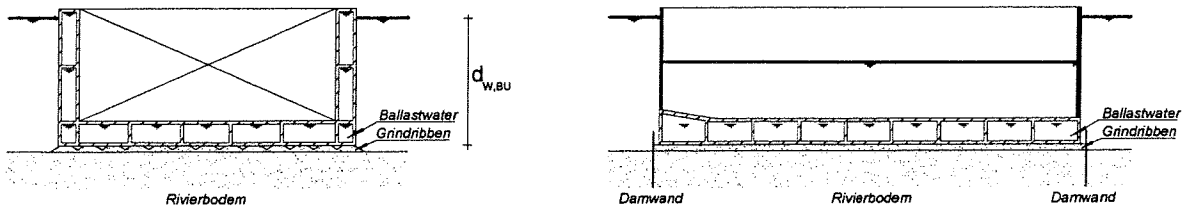
Figuur 4-39: *Situatie tijdens Afzinken Onderstuk Deel 3*

Voor de lage drempels wordt in Bijlage XVIII bij het afzinken van het onderstuk van deel 6 (zie Figuur 4-40) de grootste waterdiepte van 6,70 m ter plaatse van de nieuwe stuw 2 gevonden.



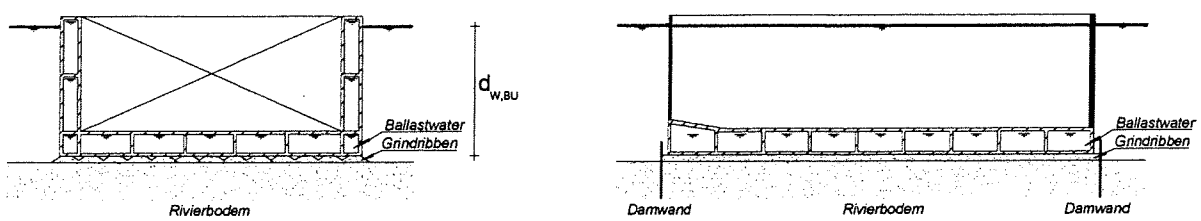
Figuur 4-40: *Situatie tijdens Afzinken Onderstuk Deel 6*

De waterdiepte ter plaatse van de nieuwe stuw 2 is ten opzichte van de aangenomen bodemligging MSL + 213,40 m (zie Tabel 2-6). De rivierbodem ligt echter op MSL + 208,40 m (zie Tabel 2-5). De buitenwaterstand tijdens afzinken wordt bepaald door de waterdiepte te verhogen tot 6,70 + (213,40 - 208,40) = 11,70 m. Het onderstuk wordt afgezonken door de wand- en vloercompartimenten en het binnengedeelte met behulp van hevels (natuurlijk verval) te vullen met ballastwater (rivierwater) (zie Figuur 4-41). Eerst worden de wand- en vloercompartimenten gevuld met ballastwater. Daarna begint het vullen van het binnengedeelte. Touchdown vindt plaats bij een binnenwaterstand van 5,37 m (hoge drempels) en 5,48 m (lage drempels).



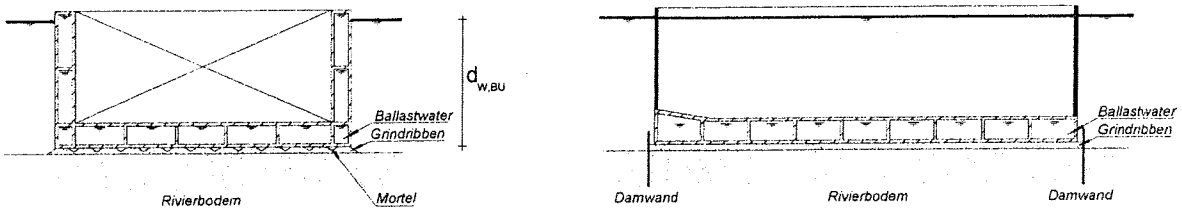
Figuur 4-41: *Fase 14: Afzinken (Onderstuk)*

De binnenwaterstand wordt met behulp van een hevel (natuurlijk verval) op 9,30 m gebracht (zie Figuur 4-42). Op deze wijze is er voldoende veiligheid tegen opdrijven, wordt er aan het afschuifcriterium voldaan (horizontale stromingsbelasting) en verdwijnt het verval over de wanden en schotten.



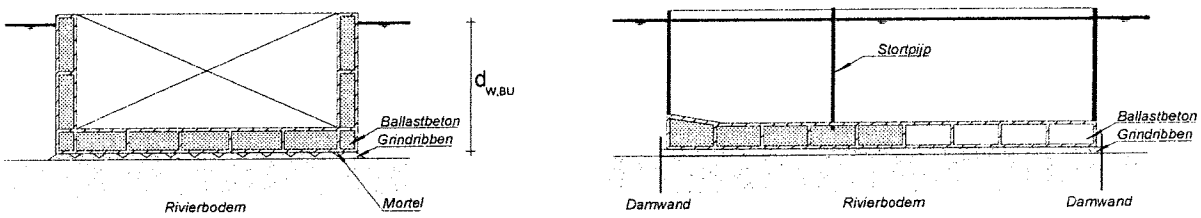
Figuur 4-42: *Fase 15: Ballasten tot Veiligheid*

De binnenwaterstand wordt tijdens ondermortelen, aanbrengen ballastbeton en verwijderen schotten met behulp van een hevel (natuurlijk verval) op 9,30 m gehouden. De mortel wordt onder overdruk (de waterdruk moet overwonnen worden) in de holle kamers tussen de grindribben en het onderstuk gebracht (zie Figuur 4-43).



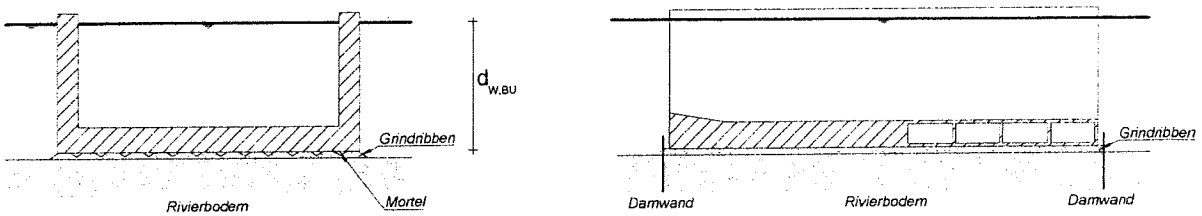
Figuur 4-43: *Fase 16: Ondermortelen*

Het ballastbeton wordt door een betonpomp in de compartimenten van het onderstuk gepompt. De wandcompartimenten worden van bovenaf gevuld door middel van stortpijpen. De vloercompartimenten worden gevuld door één gat per compartiment in het bovendek (zie Figuur 4-44). De bovenstroomse vier vloercompartimenten worden nog niet gevuld met ballastbeton. Het gat waardoor het compartiment gevuld wordt, is ruim groter dan de doorsnede van de stortpijp van de betonpomp. Tijdens het vullen van het compartiment met ballastbeton vindt de uitstroming van ballastwater en ontluchting plaats via de ruimte om de stortpijp.



Figuur 4-44: *Fase 17: Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk)*

De schotten worden verwijderd met behulp van een drijvende bok (zie Figuur 4-45).



Figuur 4-45: *Fase 18: Verwijderen Schotten (Onderstuk)*

Voor de fasen 7 (vollopen bouwdok (bovenstuk opgedreven)), 15 (ballasten tot veiligheid), 16 (ondermortelen) en 17 (aanbrengen ballastbeton) wordt de veiligheidsfactor tegen opdrijven van het onderstuk bepaald (zie Tabel 4-1).

	Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstuk Opgedreven))	1,13	1,14
Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)	1,28	1,28
Fase 16 (Ondermortelen)	1,06	1,07
Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton)	1,61	1,59

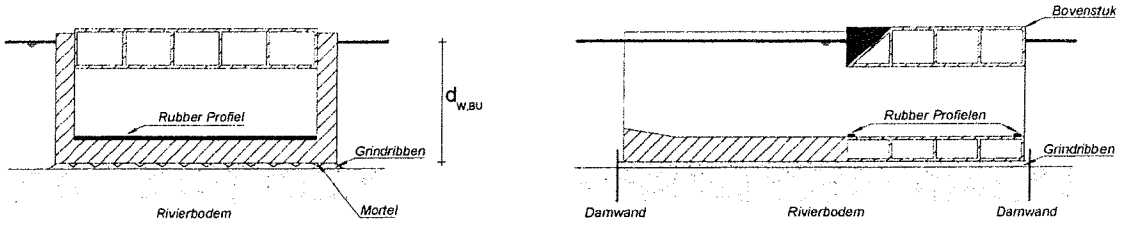
Tabel 4-1: *Veiligheidsfactor Opdrijven Onderstuk*

De laagste veiligheidsfactor tegen opdrijven treedt op in fase 16 (ondermortelen). Hierbij dient men te bedenken dat er een veiligheidsfactor van 1,20 is aangehouden ten opzichte van de waterdruk aan de onderzijde van het onderstuk. Tevens wordt er voor de dimensionering van

het onderstuk van deel 3 en deel 6 uitgegaan van het ongunstigste belastinggeval; de ondergrens van het transport- en afzinkvenster. Een lage veiligheidsfactor tegen opdrijven wordt geaccepteerd.

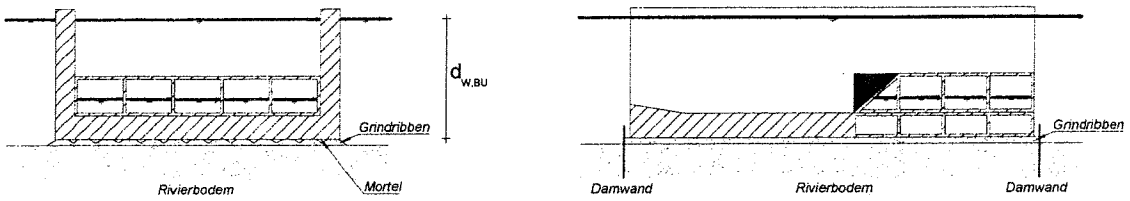
BOVENSTUK

De buitenwaterstand in de fasen 19 (positioneren), 20 (afzinken), 21 (aanbrengen afschuifpennen), 22 (aanbrengen ballastbeton) en 23 (verwijderen schotten) bedraagt 11,70 m. Het bovenstuk wordt zo boven het onderstuk gepositioneerd, dat de nog niet met ballastbeton gevulde compartimenten precies op elkaar aansluiten (zie Figuur 4-46).



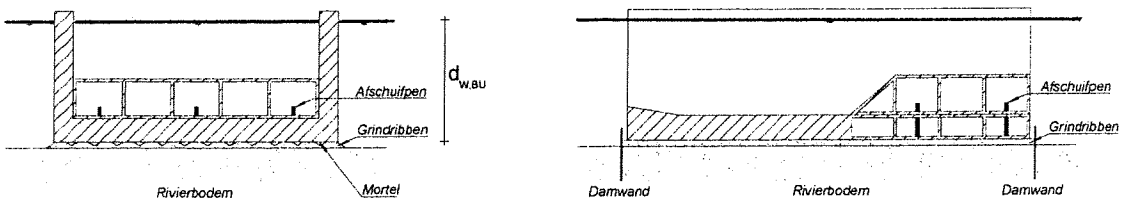
Figuur 4-46: *Fase 19: Positioneren(Bovenstuk)*

stuk wordt afgezonken door de compartimenten van het bovenstuk met behulp van hevels (natuurlijk verval) te vullen met ballastwater (rivierwater) (zie Figuur 4-47). Touchdown vindt plaats bij een binnenwaterstand[3] van 4,79 m (vaste drempel); 3,22 m (hoge drempel) en 1,23 m (lage drempel). Op het bovendek van het onderstuk zijn voor het afzinken over de hele breedte aan boven- en benedenstroomse zijde van het bovenstuk rubber profielen geplaatst. Bij afzinken worden deze rubber profielen plat gedrukt, zodat er een waterdichte aansluiting tussen het boven- en onderstuk ontstaat.



Figuur 4-47: *Fase 20: Afzinken (Bovenstuk)*

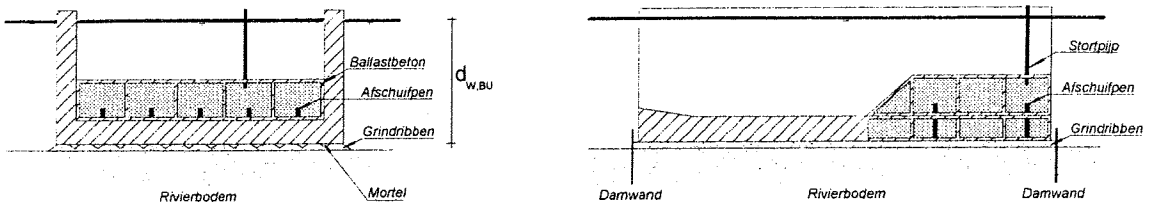
De compartimenten lopen hierna volledig vol met ballastwater om een veiligheidsmarge te creëren. In de vloer van het bovenstuk zitten openingen (precies boven de gaten in het bovendek). Tijdens transport en afzinken zijn de openingen afgesloten. De afgesloten openingen worden geopend. Een duiker brengt de zes afschuifpennen aan in de ontstane openingen (zie Figuur 4-48).



Figuur 4-48: *Fase 21: Aansluiting Bovenstuk – Onderstuk (Aanbrengen Afschuifpennen)*

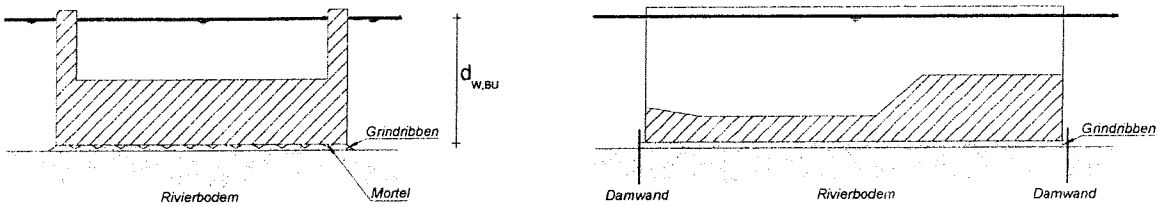
Het ballastbeton wordt door een betonpomp in de op elkaar aansluitende compartimenten van het bovenstuk en de vier bovenstroomse compartimenten van het onderstuk gepompt. De compartimenten worden gevuld door één gat per compartiment in het dak (zie Figuur 4-49). Het gat waardoor het compartiment gevuld wordt, is ruim groter dan de doorsnede van de stortpijp van de betonpomp. Tijdens het vullen van het compartiment met ballastbeton vindt de uitstroming van ballastwater en ontluchting plaats via de ruimte om de stortpijp.

[3] De binnenwaterstand is de waterstand in de compartimenten van het bovenstuk.



Figuur 4-49: *Fase 22: Aanbrengen Ballastbeton (Bovenstuk)*

De schotten en het dak worden verwijderd met behulp van een drijvende bok (zie Figuur 4-50).



Figuur 4-50: *Fase 23: Verwijderen Schotten (Bovenstuk)*

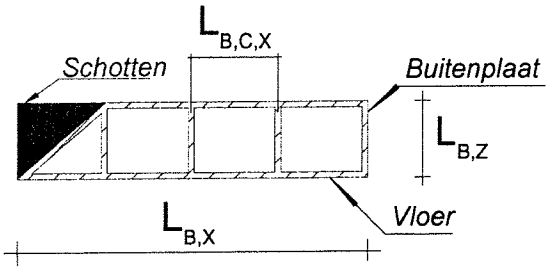
4.3 CONSTRUCTIEF ONTWERP

Aan de hand van de belastinggevallen in de uitvoeringsfasen uit §4.2.2 worden de constructie-elementen gedimensioneerd.

4.3.1 BOVENSTUK

SCHEMATISATIE

Het bovenstuk is opgebouwd uit vierzijdig ingeklemde platen. De momenten- en dwarskrachtverdeling in deze platen wordt bepaald met behulp van plaattabellen uit [Betonvereniging; 1995] en [Bares; 1969]. In Figuur 4-51 (afgeleid van Figuur 3-41) wordt aangegeven van welke platen de momenten- en dwarskrachtverdeling bepaald wordt. De overige platen worden minder zwaar belast en hoeven niet bekeken te worden.



Figuur 4-51: *Platen Bovenstuk*

Indien de schuifspanning als gevolg van de dwarskracht niet door het betonaandeel van een plaat opgenomen kan worden, wordt de dwarskrachtcapaciteit van een plaat vergroot door middel van schuifwapening. Het toepassen van vouten is niet wenselijk, aangezien het extra gewicht van de vouten bij het bovenstuk tot teveel extra diepgang leidt.

WAPENING

De benodigde hoeveelheid buig- en schuifwapening voor de vierzijdig ingeklemde platen van het bovenstuk wordt berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven, 1996]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-2 en Tabel 4-3.

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,Y\ en\ Z}$ (mm^2)	Buitenplaat	3618 (1,34%)	3132 (1,16%)	972 (0,36%)
$A_{s,X\ en\ Y}$ (mm^2)	Vloer	1134 (0,42%)	1134 (0,42%)	1404 (0,52%)

Tabel 4-2: *Buigwapening Bovenstuk*

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,X}$ (mm^2/m)	Buitenplaat	2,19	0,28	-

Tabel 4-3: *Schuifwapening Bovenstuk*

4.3.2 ONDERSTUK

SCHEMATISATIE

Het onderstuk, de fundering en de wisselwerking tussen beide worden geschematiseerd. Er wordt onderscheid gemaakt tussen de globale schematisatie (systeem van liggers) en de locale schematisatie (vierzijdig ingeklemde platen). De fundering bestaande uit de dokvloer of de rivierbodem wordt als veer geschematiseerd.

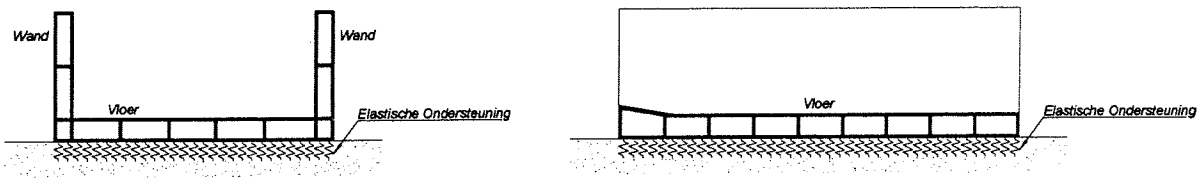
SYSTEEM VAN LIGGERS

Doorsnede X-X

Het onderstuk wordt in x-richting geschematiseerd als U-ligger. Het gewicht van de schotten wordt gelijkmatig over de gehele U-ligger verdeeld. Voor de schematisatie van de wisselwerking tussen onderstuk en fundering wordt onderscheid gemaakt tussen drie mogelijke situaties:

Volledig Ondersteund

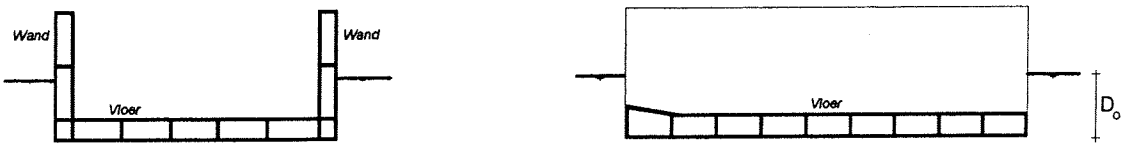
In de fasen 2 (bovenstuk) en 5 t/m 7 (vollopen bouwdok) wordt het onderstuk over de gehele vloeroppervlakte verend ondersteund door de dokvloer. In de fasen 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)) en 18 (verwijderen schotten (onderstuk)) wordt het onderstuk over de gehele vloeroppervlakte verend ondersteund door de rivierbodem. De U-ligger wordt geschematiseerd als een elastisch ondersteunde buigligger volgens [Bouma; 1993] (zie Figuur 4-52).



Figuur 4-52: *Volledig Ondersteund – U-ligger*

Drijvend

In de fasen 10 (opdrijven (moment van opdrijven)), 12 (transport) en 14 (afzinken (onderstuk)) wordt het onderstuk over de gehele vloeroppervlakte gelijkmatig ondersteund door de opwaartse waterbelasting. De U-ligger wordt geschematiseerd als een door de opwaartse waterbelasting ondersteunde ligger (zie Figuur 4-53).

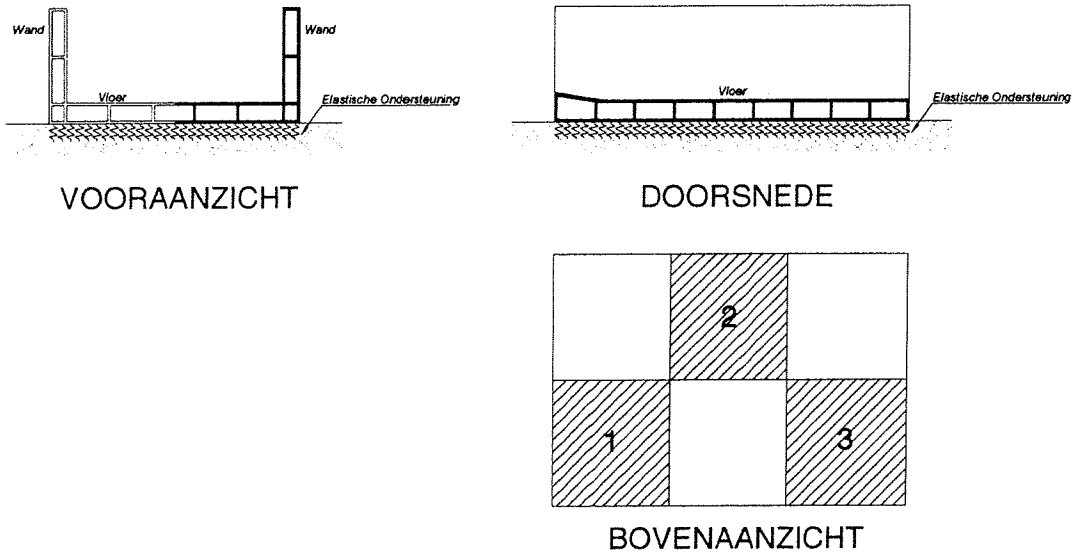


Figuur 4-53: *Drijvend – U-ligger*

Rustend op Grindribben

In de fasen 15 (ballasten tot veiligheid) en 16 (ondermortelen) is het onderstuk opgelegd op grindribben. De grindribben worden geschematiseerd als veer volgens [Bouma; 1993]. Om de kleine ongelijkheid in de afwerking van de grindribben tot uiting te brengen, wordt de vloeroppervlakte van het onderstuk in zes gelijke vlakken verdeeld. Onder drie (stabiel evenwicht!) van de zes vlakken worden de grindribben gedacht iets hoger te liggen (zie Figuur

4-54). De ene helft van de verticale resultante wordt gelijkmatig over de grindribben afgedragen. De andere helft van de verticale resultante wordt over de drie vlakken waar de grindribben iets hoger liggen, afgedragen.



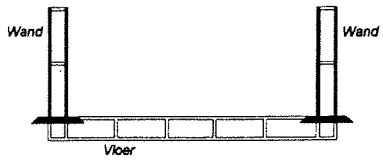
Figuur 4-54: *Rustend op Grindribben - U-ligger*

Bij de beschreven schematisatie dient de U-ligger als bestaande uit twee L-liggers beschouwd te worden.

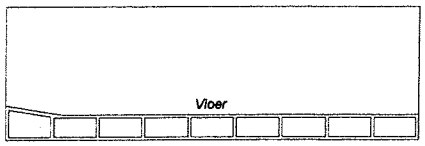
Doorsnede Y-Y

Wanden

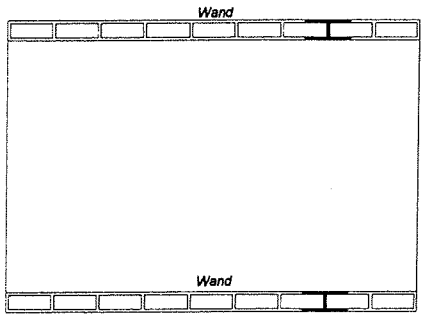
De wanden worden in z-richting geschematiseerd worden als een systeem van I-liggers (zie Figuur 4-55). Er wordt een moot ter breedte van één I-ligger uit de wand (een "typical") beschouwd. De tussenplaten in het xy-vlak worden wel meegenomen als gewicht, maar niet voor de sterkte. Het systeem van I-liggers is aan de onderzijde volledig ingeklemd in de vloer. Het systeem van I-liggers is aan de bovenzijde vrij.



VOORAANZICHT



DOORSNEDE



BOVENAANZICHT

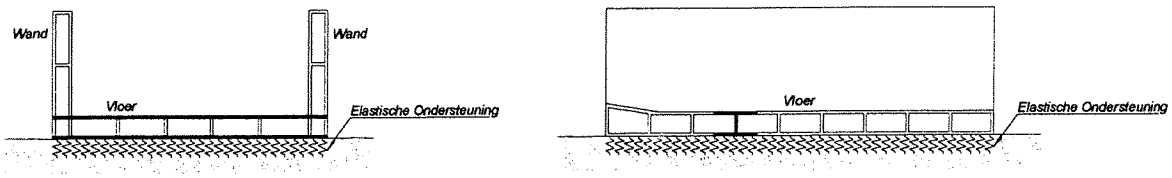
Figuur 4-55: *Schematisatie Wanden*

Vloer

De vloer wordt in y-richting geschematiseerd als een systeem van I-liggers. Er wordt een moot ter breedte van één I-ligger uit de vloer (een "typical") beschouwd. De tussenplaten in het xz-vlak worden wel meegenomen als gewicht, maar niet voor de sterkte. Het gewicht van de schotten wordt gelijkmatig over de gehele oppervlakte van de vloer verdeeld gedacht. De wandmoten dragen hun belasting af op de uiteinden van de vloermoten. Voor de schematisatie wordt onderscheid gemaakt tussen drie mogelijke situaties:

Volledig Ondersteund

In de fasen 2 (bovenstuk) en 5 t/m 7 (vollopen bouwdok) wordt de vloermoot verend ondersteund door de dokvloer. In de fasen 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)) en 18 (verwijderen schotten (onderstuk)) wordt de vloermoot verend ondersteund door de rivierbodem. De vloermoot wordt geschematiseerd als een elastisch ondersteunde buigligger volgens [Bouma; 1993] (zie Figuur 4-56).



Figuur 4-56: *Volledig Ondersteund - Vloer*

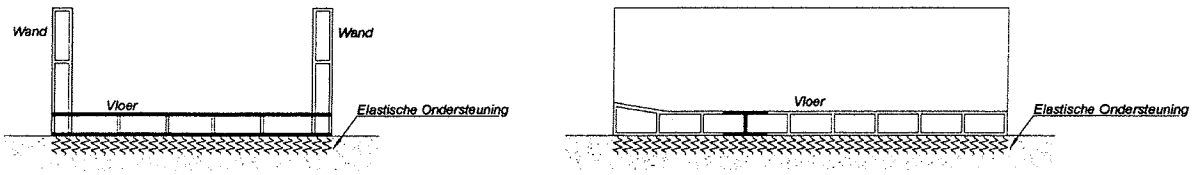
Drijvend

In de fasen 10 (opdrijven (moment van opdrijven)), 12 (transport) en 14 (afzinken (onderstuk)) wordt de vloermoot gelijkmatig ondersteund door de opwaartse waterbelasting. De vloermoot wordt geschematiseerd als een door de opwaartse waterbelasting ondersteunde ligger (zie Figuur 4-57).

Figuur 4-57: *Drijvend - Vloer*

Rustend op Grindribben

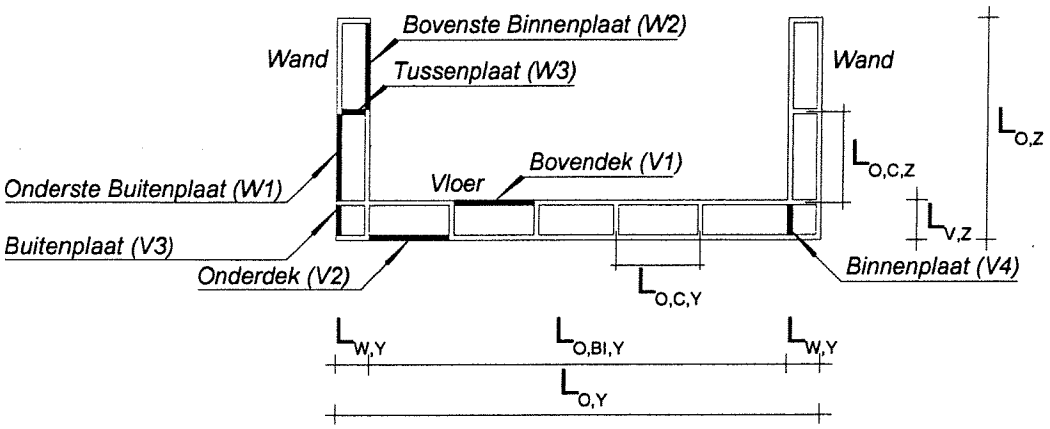
In de fasen 15 (ballasten tot veiligheid) en 16 (ondermortelen) wordt de vloermoot verend ondersteund door de grindribben. De vloermoot wordt geschematiseerd als een elastisch ondersteunde buigligger volgens [Bouma; 1993] (zie Figuur 4-58).



Figuur 4-58: *Rustend op Grindribben - Vloer*

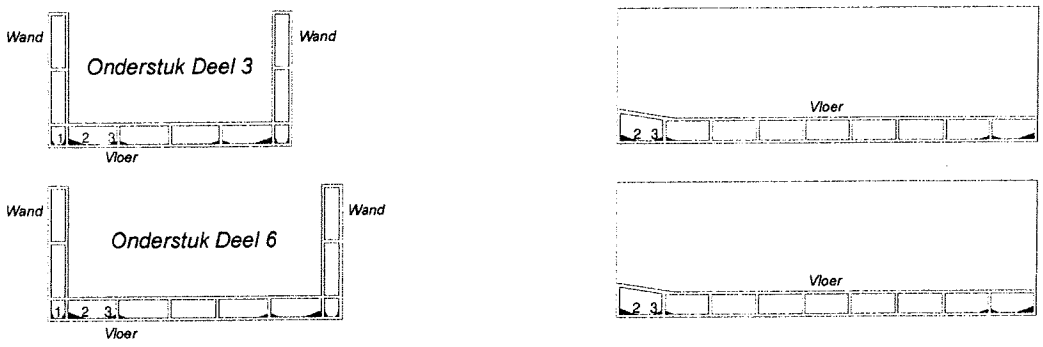
PLATEN

De wanden en vloer van het onderstuk zijn opgebouwd uit vierzijdig ingeklemde platen. De momenten- en dwarskrachtverdeling in deze platen wordt bepaald met behulp van plaattabellen uit [Betonvereniging, 1995] en [Bares; 1969]. In Figuur 4-59 (afgeleid van Figuur 3-42) wordt aangegeven van welke platen de momenten- en dwarskrachtverdeling bepaald dient te worden. De overige platen worden minder zwaar belast en hoeven niet bekeken te worden.



Figuur 4-59: *Platen Onderstuk*

De hierboven beschreven schematisaties van de wisselwerking tussen onderstuk en fundering (volledig ondersteund, drijvend en rustend op grindribben) gelden eveneens voor de wisselwerking tussen onderstuk en fundering bij de locale schematisatie (vierzijdig ingeklemde platen). Indien de schuifspanning als gevolg van de dwarskracht niet door het betonaandeel van een plaat opgenomen kan worden, wordt de dwarskrachtcapaciteit van een plaat vergroot door middel van vouten [Horst, van der; 1989] (zie Bijlage XXIV). Het extra gewicht van de vouten leidt bij het onderstuk niet tot teveel extra diepgang. Doorsnede y-y is maatgevend voor het bepalen van de afmetingen van de vouten. De voor doorsnede y-y bepaalde vouten worden eveneens toegepast in doorsnede x-x. Alleen in het onderdek van de vloer blijkt het toepassen van vouten nodig te zijn (zie Figuur 4-60).



Figuur 4-60: *Vouten*

De invloed van de vouten op de doorsnedegrootheden is verwaarloosbaar. Het extra gewicht dat de vouten valt binnen de in Tabel 3-10 gedane aannamen.

SPANNINGSVERDELING

DOORSNEDE X-X

Voor alle belastinggevallen in de uitvoeringsfasen wordt de krachtsverdeling in de U-ligger bepaald. Uit de krachtsverdeling kan met behulp van de doorsnedegrootheden de spanningsverdeling gedestilleerd worden. De opbouw van de spanningsverdeling (normaalkracht, buigend moment en voorspanning) volgens [Walraven; Galjaard; 1997] wordt gedemonstreerd in Figuur 4-61.

Figuur 4-61: *Spanningsverdeling U-ligger*

Onderste Vezel (Vloer)

Het is niet wenselijk dat er doorgaande, watervoerende scheuren in de vloer ontstaan. Daarom wordt de eis gesteld dat de drukspanning in de onderste vezel van de vloer in de bruikbaarheidsgrenstoestand groter of gelijk moet zijn aan -1 Nmm^{-2}. De voorspanning wordt in het onderpunt van de kern gelegd; de excentriciteit bedraagt 1790 mm voor het onderstuk van deel 3 en 1950 mm voor het onderstuk van deel 6. De benodigde hoeveelheid voorspanning om aan deze eis te voldoen wordt berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; Galjaard; 1997]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-4.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$F_{Pl,U,X}$ (kN)	Drukkracht door Voorspanning U-Ligger	21840	25769
$M_{Pl,U,X}$ (kNm)	Moment door Voorspanning U-Ligger	39094	50249

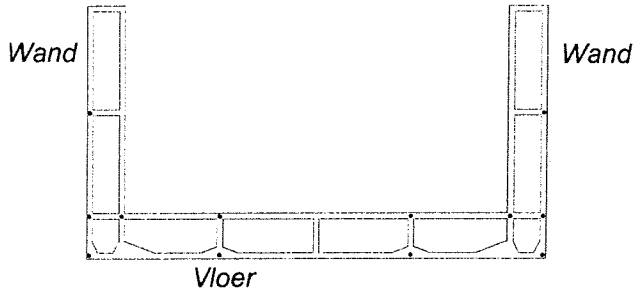
Tabel 4-4: *Voorspanbelasting U-ligger*

De benodigde doorsnede van het voorspanstaal wordt aan de hand van de voorspanbelasting uit Tabel 4-4 berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; Galjaard; 1997]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-5.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{P,U,X}$ (mm^2)	Doorsnede Voorspanstaal U-Ligger	16178	19086

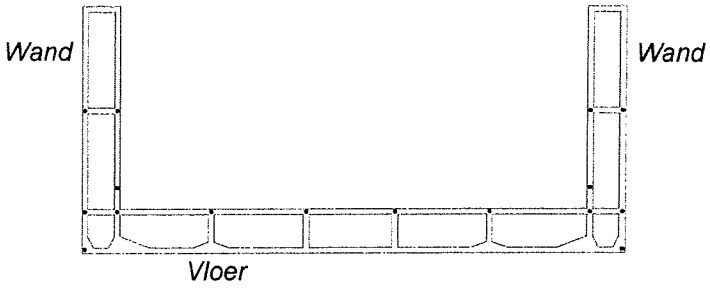
Tabel 4-5: *Doorsnede Voorspanstaal U-Ligger*

Er worden bundels van 7 strengen Ø15,7 mm toegepast (zie Bijlage XII). Er zijn 16178 / 1350 = 11,98 → 12 bundels nodig voor het onderstuk van deel 3. De plaatsing van de bundels in het onderstuk van deel 3 wordt weergegeven in Figuur 4-62.



Figuur 4-62: *Voorspanstrengen U-Ligger (Deel 3)*

Er zijn 19086 / 1350 = 14,14 → 15 bundels nodig voor het onderstuk van deel 6. In verband met symmetrie-overwegingen worden er 16 bundels toegepast. De plaatsing van de bundels in het onderstuk van deel 6 wordt weergegeven in Figuur 4-63.



Figuur 4-63: *Voorspanstrengen U-Ligger (Deel 6)*

Bovenste Vezel (Wand)

De grootste trekspanningen in de bovenste vezel van de U-ligger worden berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; Galjaard; 1997]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-6.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$\sigma_{U,B,X}$ (Nmm^{-2})	Trekspanning bovenste Vezel U-Ligger	+ 0,76	+ 0,78

Tabel 4-6: *Trekspanning bovenste Vezel U-ligger*

Beton kan geen trek opnemen. De wijdte van de in het bovenste gedeelte van de U-ligger door trekspanning ontstane scheuren wordt beperkt door ze "weg te wapenen".

DOORSNEDE Y-Y

Wringing

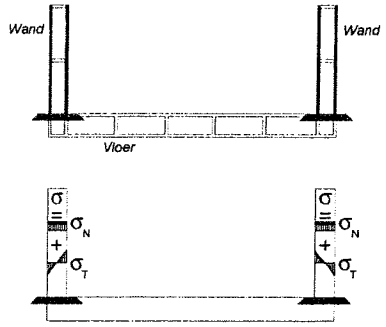
Ten gevolge van de in §4.3.2 beschreven belastingafdracht in de fasen 15 (ballasten tot veiligheid) en 16 (ondermortelen), treedt er in deze belastinggevallen wringing om de x-as op. Het wringend moment veroorzaakt een constante schuifstroom die rondloopt in de uiterste vezels van de U-ligger. De constante schuifstroom veroorzaakt schuifspanningen in de wanden en vloer. De schuifspanningen zijn extreem in de uiterste vezels. De extreme schuifspanningen worden berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; 1996]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-7.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$\tau_{T,W}$ (Nmm^{-2})	Wandschuifspanning door Wringing	0,45	0,60
$\tau_{T,V}$ (Nmm^{-2})	Vloerschuifspanning door Wringing	0,60	1,00

Tabel 4-7: *Schuifspanningen door Wringing*

Wanden

Voor alle belastinggevallen wordt de krachtsverdeling in de wanden bepaald. Uit de krachtsverdeling kan met behulp van de doorsnedegrootheden de spanningsverdeling gedestilleerd worden. De opbouw van de spanningsverdeling (normaalkracht en buigend moment) wordt gedemonstreerd in Figuur 4-64.



Figuur 4-64: *Spanningsverdeling Wanden*

De extreme trek- en drukspanningen in de wand treden op in fase 14 (afzinken) en worden berekend in Bijlage XXIV. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-8.

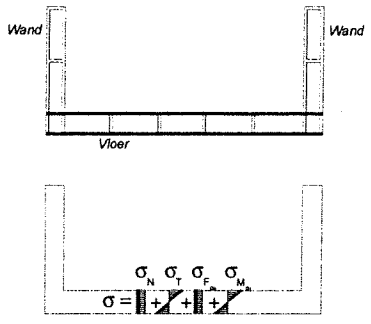
		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$\sigma_{W.BU.Z}$ (Nmm^{-2})	Trekspanning Buitenzijde Wand	+ 2,02	+ 1,98
$\sigma_{W.BI.Z}$ (Nmm^{-2})	Drukspanning Binnenzijde Wand	- 2,76	- 2,72

Tabel 4-8: *Spanningsverdeling Wanden*

Beton kan geen trek opnemen. De scheuren in de uiterste vezel van de wand zijn tijdelijk. In fase 15 (ballasten tot veiligheid) wordt de binnenwaterstand op dezelfde hoogte als de buitenwaterstand gebracht en gaan de scheuren in de uiterste vezel van de wand weer dicht.

Vloer

Voor alle belastinggevallen wordt de krachtsverdeling in de vloer bepaald. Uit de krachtsverdeling kan met behulp van de doorsnedegrootheden de spanningsverdeling gedestilleerd worden. De opbouw van de spanningsverdeling (normaalkracht, buigend moment en voorspanning) wordt gedemonstreerd in Figuur 4-65.



Figuur 4-65: *Spanningsverdeling Vloer*

Het is niet wenselijk dat er doorgaande, watervoerende scheuren in het boven- en/of onderdek van de vloer ontstaan. Daarom wordt voor de vloer de eis gesteld dat de drukspanning in de bruikbaarheidsgrenstoestand groter of gelijk moet zijn aan -1 Nmm^{-2}. Er kan aan de eis voor de drukspanning voldaan worden met behulp van voorspanning. De excentriciteit van de voorspanning bedraagt 60 mm (naar het onderdek) voor het onderstuk van deel 3 en 40 mm (naar het onderdek) voor het onderstuk van deel 6. De benodigde hoeveelheid voorspanning om aan deze eis te voldoen wordt berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; Galjaard; 1997]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-9.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$F_{Pl,V,Y}$ (kN)	Drukkracht door Voorspanning Vloer	9597	10765
$M_{Pl,V,Y}$ (kNm)	Moment door Voorspanning Vloer	576	431

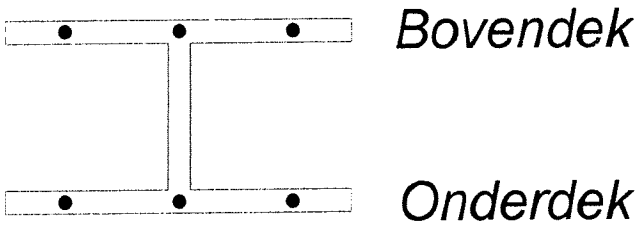
Tabel 4-9: *Voorspanbelasting Vloer*

De benodigde doorsnede van het voorspanstaal wordt aan de hand van de voorspanbelasting uit Tabel 4-9 berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; Galjaard; 1997]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-10.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{P,V,Y}$ (mm^2)	Doorsnede Voorspanstaal Vloer	7109	7974

Tabel 4-10: *Doorsnede Voorspanstaal Vloer (Per Compartiment)*

Er worden bundels van 7 strengen ∅15,7 mm toegepast (zie Bijlage XII). Er zijn 7109 / 1350 = 5,27 → 6 bundels nodig voor de vloer van het onderstuk van deel 3. Om een excentriciteit van 60 mm naar het onderdek te bereiken, dienen de 6 bundels enigszins asymmetrisch in het boven- en onderdek gelegd te worden. Er zijn 7974 / 1358 = 5,87 → 6 bundels nodig voor de vloer van het onderstuk van deel 6. Om een excentriciteit van 40 mm naar het onderdek te bereiken, dienen de 6 bundels enigszins asymmetrisch in het boven- en onderdek gelegd te worden. In Figuur 4-66 wordt de voorspanning in de vloer van het onderstuk schematisch weergegeven.



Figuur 4-66: *Voorspanstrengen Vloer*

WAPENING

SYSTEEM VAN LIGGERS

Doorsnede X-X

De benodigde hoeveelheid buig- en schuifwapening voor het onderstuk wordt berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; 1996]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-11 en Tabel 4-12.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,x}$ (mm²)	U-Ligger	66780 (0,21%)	92589 (0,21%)

Tabel 4-11: *Buigwapening Onderstuk*

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,z}$ (mm²/m)	Lijven Vloer	1,32	2,06

Tabel 4-12: *Schuifwapening Onderstuk*

Doorsnede Y-Y

Wanden

De benodigde hoeveelheid buig- en schuifwapening voor de wand wordt berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; 1996]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-13 en Tabel 4-14.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,z}$ (mm²)	Buitenplaat (Trekflens)	13438 (0,99%)	10079 (0,74%)
$A_{s,z}$ (mm²)	Rest (Lijf en Drukflens)	2845 (0,16%)	2134 (0,12%)

Tabel 4-13: *Buigwapening Wand*

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,y}$ (mm²/m)	Lijf	0,78	0,76

Tabel 4-14: *Schuifwapening Wand*

Vloer

Vanwege de voorspanning staat de vloer altijd onder druk. De benodigde hoeveelheid buig- en schuifwapening wordt berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; 1996]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-15 en Tabel 4-16.

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,y}$ (mm²)	I-Ligger	6867 (0,21%)	6867 (0,21%)

Tabel 4-15: *Buigwapening Vloer*

		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,z}$ (mm²/m)	Lijf	1,24	1,24

Tabel 4-16: *Schuifwapening Vloer*

PLATEN

De benodigde hoeveelheid buigwapening voor beide plaatrichtingen van de platen van het onderstuk wordt berekend in Bijlage XXIV volgens [Walraven; 1996]. De resultaten worden weergegeven in Tabel 4-17.

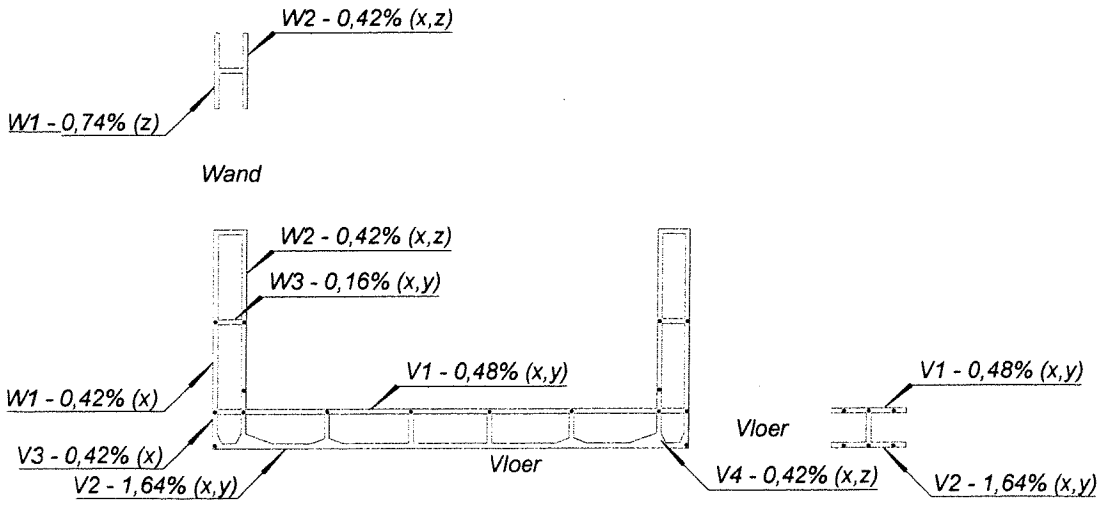
		Hoge Drempel (Deel 3)	Lage Drempel (Deel 6)
$A_{s,x\ en\ z}$ (mm²/m)	Onderste Buitenplaat (W1)	1134 (0,42%)	1134 (0,42%)
$A_{s,x\ en\ z}$ (mm²/m)	Bovenste Binnenplaat (W2)	1134 (0,42%)	1134 (0,42%)
$A_{s,x\ en\ y}$ (mm²/m)	Tussenplaat (W3)	432 (0,16%)	432 (0,16%)
$A_{s,x\ en\ y}$ (mm²/m)	Bovendek (V1)	1242 (0,46%)	1296 (0,48%)
$A_{s,x\ en\ y}$ (mm²/m)	Onderdek (V2)	3996 (1,48%)	4428 (1,64%)
$A_{s,x\ en\ z}$ (mm²/m)	Buitenplaat (V3)	1134 (0,42%)	1134 (0,42%)
$A_{s,x\ en\ z}$ (mm²/m)	Binnenplaat (V4)	1134 (0,42%)	1134 (0,42%)

Tabel 4-17: *Buigwapening Platen Onderstuk*

Zoals eerder beschreven, wordt de schuifspanning als gevolg van de dwarskracht door het betonaandeel van de platen opgenomen (met of zonder vout). Er wordt geen schuifwapening toegepast.

TOTAAL

Voor ieder van de in Tabel 4-17 genoemde platen wordt het buigwapeningspercentage dat volgt uit de globale schematisatie (zie Tabel 4-11, 4-13 en 4-15) vergeleken met het buigwapeningspercentage dat volgt uit de locale schematisatie (zie Tabel 4-17). Het hoogste buigwapeningspercentage wordt toegepast. Dit wordt weergegeven in Figuur 4-67 voor Deel 6. De principes zijn hetzelfde voor Deel 3.



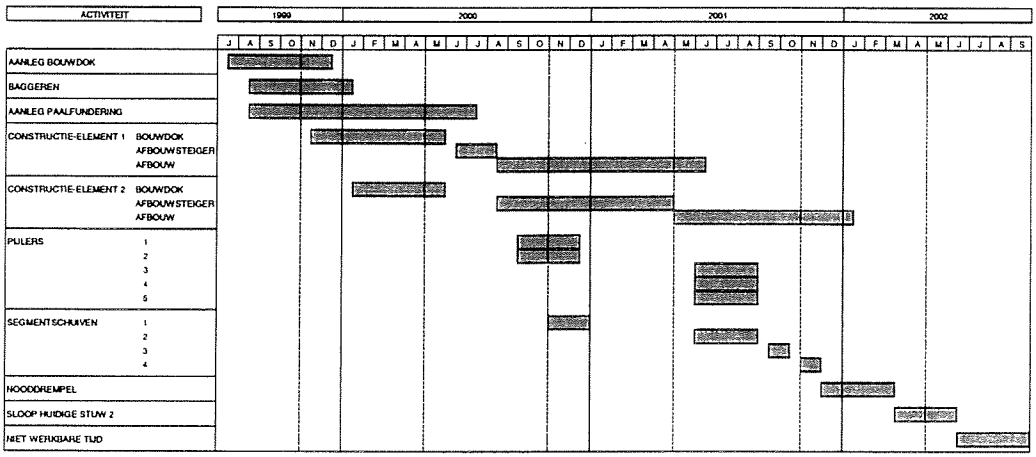
Figuur 4-67: *Buigwapening en Voorspanstrengen Deel 6*

4.4 UITVOERINGSPLANNING

Aan de hand van uitvoeringsfasen (zie §4.2.1) wordt de uitvoeringsplanning bepaald.

4.4.1 PLANNING DMC

De hoofdactiviteiten uit de planning van DMC (zie Bijlage IV) zijn weergegeven in Figuur 4-68. Transport en afzinken is alleen toegestaan vanaf 1 mei tot en met 31 oktober. Deze data zijn weergegeven door middel van stippellijnen. Het project zou op 1 oktober 2002 overgeleverd worden aan de klant.



Figuur 4-68: *Planning DMC*

4.4.2 PLANNING AFSTUDEERPROJECT

ONGEWIJZIGDE HOOFDACTIVITEITEN

De volgende hoofdactiviteiten uit de planning van DMC zijn ongewijzigd gebleven; de tijdsduur kan overgenomen worden uit Figuur 4-68:

- ✓ ***Aanleg Bouwdok:*** 5 maanden
- ✓ ***Baggeren:*** 5 maanden
- ✓ ***Nooddrempel:*** 3,50 maanden
- ✓ ***Sloop huidige Stuw 2:*** 3 maanden

GEWIJZIGDE HOOFDACTIVTEITEN

Om tot een totale planning te komen wordt de tijdsduur van de overige hoofdactiviteiten bepaald.

BOUWDOK

In het bouwdok worden fase 1 tot en met 11 uitgevoerd (zie §4.2.1) Het aantal constructie-elementen is toegenomen van 2 naar 14. Volgens de planning van DMC duurt het bouwen van 2 grote constructie-elementen in het bouwdok 6,50 maanden. Met de toename van het aantal constructie-elementen neemt eveneens het repetitie-effect toe. Er wordt aangenomen dat het bouwen van de 14 kleinere constructie-elementen 6 maanden duurt.

Het bouwen van 14 constructie-elementen duurt 6 maanden.

TRANSPORT

Transport is fase 12. De afstand tussen Leetsdale en de projectlocatie bedraagt 38,40 km. Tijdens het transport moet rekening gehouden worden met de volgende aspecten:

- ✓ ***Logistiek:*** Het is wenselijk het transport van één constructie-element binnen een dag te voltooien. Tijdens transport wordt er uitgegaan van constante afvoer, waterstand en stroomsnelheid.
- ✓ ***Stroomsnelheid:*** De stroomsnelheid in de Monongahela River is over het gehele riviertraject van Leetsdale tot de projectlocatie aanwezig.
- ✓ ***Boten:*** Voor het transport van ieder constructie-element wordt gebruik gemaakt van dezelfde duw- en sleepboot.

Het benodigde vermogen om een constructie-element te transporteren, wordt bepaald door de ongunstigste combinatie van de stroomsnelheid van het rivierwater (sneller is ongunstiger) en het aangestroomde oppervlak (groter is ongunstiger). Het bovenstuk van de vaste drempel levert de ongunstigste combinatie van stroomsnelheid en aangestroomd oppervlak. Het bovenstuk van de vaste drempel heeft de laagste ondergrens (grootste stroomsnelheid van het rivierwater) van het transport- en afzinkvenster, namelijk 5% (zie Tabel 3-12). Bij deze ondergrens hoort een afvoer van 1159 m^3s^{-1} (zie Bijlage XVIII). Deze afvoer levert een gemiddelde stroomsnelheid van 0,65 ms^{-1} benedenstrooms van de huidige stuw 2. Daarnaast moet er rekening gehouden worden met tegenwind van 13,40 ms^{-1} (zie §2.2.3). De daling van de waterspiegel rond het constructie-element is verwaarloosbaar vanwege de lage transportsnelheid. In de handberekening "Transport" (zie Bijlage XXV) wordt volgens [Kuijper, 1998] berekend hoe groot het vermogen van de duwboot moet zijn om het bovenstuk van de vaste drempel met een bepaalde snelheid te transporteren. Deze transportsnelheid wordt bepaald ten opzichte van de oever. De resultaten van deze handberekening worden weergegeven in Tabel 4-18. De minimaal benodigde capaciteit van de duw- of sleepboot wordt bepaald bij een transportsnelheid van 0,00 ms^{-1}. De constructie-elementen mogen immers nooit terugdrijven.

$v_{TRANSPORT}$ (ms^{-1})	0,00	0,50	1,00	1,50
F_D (kN)	60	136	254	413

Tabel 4-18: *Benodigde Sleepkracht Bovenstuk Vaste Drempel*

Tijdens transport van Leetsdale naar de projectlocatie moeten drie sluizen (inclusief de sluis in stuwcomplex 2) gepasseerd worden. Er wordt aangenomen dat het passeren van één sluis een uur kost. De totale transporttijd per constructie-element is nu bekend en wordt weergegeven in Tabel 4-19.

$v_{TRANSPORT}$ (ms^{-1})	0,50	1,00	1,50
t (u)	24,33	13,67	10,11

Tabel 4-19: *Transporttijd*

Uit Tabel 4-19 blijkt dat de transportsnelheid groter of gelijk moet zijn aan 1,00 ms^{-1} om het transport binnen een dag te voltooien. De duw- en sleepboot varen binnen een dag na transport terug naar het bouwdok te Leetsdale.

Het transport van één constructie-element en het terugvaren duurt 2 dagen.

PROJECTLOCATIE

Fundering

De Scradeway kan grindribben leggen met een snelheid van 493 m^3/uur [Cement, 2001]. Het grind wordt aangevoerd door middel van duwbakken. Er wordt aangenomen dat een grindaanvoer van 493 m^3/uur mogelijk is. De grindribben worden per onderstuk enkele dagen voor afzinken gelegd. Uit de handberekening "Grind" (zie Bijlage XXVI) blijkt dat het leggen van de grindribben 2 uur per onderstuk duurt.

Het leggen van de grindribben duurt 1 dag per onderstuk.

Onderstuk (Fase 13 t/m 18)

De mortel wordt in de betonfabriek van het bouwdok te Leetdale gemengd. Het wordt door middel van mixers van 9 m^3 naar de aanmeerplaats 2 km bovenstrooms van de projectlocatie vervoerd. De afstand over locale wegen tussen het bouwdok te Leetsdale en de aanmeerplaats bedraagt 50 km. De mixers worden heen en weer gevaren door twee ponten tussen de aanmeerplaats en een ponton naast het te ondermortelen onderstuk. Op een pont kunnen maximaal 5 mixers geplaatst worden. De mortel wordt door een mortelpomp op het ponton naar de voedingsbuis in y-richting aan de bovenstroomse zijde van het onderstuk gepompt. Uit de handberekening "Ondermortelen" (zie Bijlage XXVII) blijkt dat, aangezien het vullen van de holle kamers niet al te snel kan geschieden (vanwege eventuele ontmenging van de mortel), de aanvoer afgestemd moet worden op de gewenste pompcapaciteit. Het vullen van alle holle kamers geschiedt met een mortelpomp met een effectieve capaciteit van 15 m^3/uur. Het ondermortelen duurt 4 uur per onderstuk. De mortel wordt aangevoerd met 4 mixers per pont. Het ballastbeton wordt aangevoerd zoals hierboven beschreven voor de mortel. Het ballastbeton wordt door een betonpomp op het ponton in de compartimenten van het onderstuk gepompt. Uit de handberekening "Aanbrengen Ballastbeton" (zie Bijlage XXVIII) blijkt dat de aanvoer van ballastbeton door mixers bepalend is voor de snelheid waarmee het onderstuk gevuld kan worden. De aanvoer van ballastbeton vindt plaats met 35 mixers. Het vullen van de compartimenten van het onderstuk met ballastbeton duurt ongeveer 27 uur (hoge drempels) en 33 uur (lage drempels).

Het positioneren, afzinken en ballasten tot veiligheid van het onderstuk duurt 1 dag. Het ondermortelen duurt 1 dag. Het aanbrengen van het ballastbeton in de compartimenten van het onderstuk duurt 2 dagen. Het verwijderen van de schotten duurt enkele uren.

Bovenstuk (Fase 19 t/m 23)

Het ballastbeton wordt aangevoerd zoals hierboven beschreven voor het onderstuk. Het ballastbeton wordt door een betonpomp in de op elkaar aansluitende compartimenten van het bovenstuk en de 4 bovenstroomse compartimenten van het onderstuk gepompt. Uit de handberekening "Aanbrengen Ballastbeton" (zie Bijlage XXVIII) blijkt dat de aanvoer van ballastbeton door mixers bepalend is voor de snelheid waarmee het bovenstuk gevuld kan worden. De aanvoer van ballastbeton vindt plaats met 35 mixers. Het vullen van de compartimenten van het onderstuk met ballastbeton duurt ongeveer 20 uur (hoge drempels) en 16 uur (lage drempels).

Het positioneren en afzinken van het bovenstuk duurt 1 dag. Het aanbrengen van de afschuifpennen duurt enkele uren. Het aanbrengen van het ballastbeton in de compartimenten van het bovenstuk duurt 1 dag. Het verwijderen van de schotten duurt enkele uren.

Pijlers

Het beton voor het afbouwen van de pijlers wordt aangevoerd zoals hierboven beschreven voor het boven- en onderstuk. De tijdsduur voor het afbouwen van een pijler wordt overgenomen worden uit Figuur 4-68 (Planning DMC).

Het afbouwen van een pijler duurt 3 maanden

Segmentschuiven

De segmentschuiven worden op de wal aan elkaar gelast. Er wordt aangenomen dat dit 1 maand duurt. De segmentschuiven worden met behulp van een drijvende bok tussen de pijlers gehangen. Er wordt aangenomen dat dit 1 dag duurt. Er wordt aangenomen dat het afbouwen van de segmentschuiven tussen de pijlers 1 maand duurt.

Het in elkaar lassen van een segmentschuif duurt 1 maand. Het inhangen van de segmentschuiven duurt 1 dag. Het afbouwen van de segmentschuiven duurt 1 maand.

GEWIJZIGDE PLANNING

HOOFDACTIVITEITEN

De startdatum van het gehele project is 1 juli 1999. De aanleg van het bouwdok start op 15 juli 1999 en eindigt op 15 december 1999 (5 maanden). Er wordt aangenomen dat de bouw van de constructie-elementen op 1 november 1999 kan beginnen, zodat ze op 1 mei 2000 klaar zijn (6 maanden). De grensdatum van het transport- en afzinkvenster, 1 mei 2000, kan aangehouden worden, omdat de bouw van de constructie-elementen niet eerder klaar kan zijn. Het bouwdok moet immers eerst aangelegd worden. De baggerwerkzaamheden kunnen tegelijk met de bouw van de constructie-elementen plaatsvinden en moeten in ieder geval voor 1 mei 2000 afgerond zijn. Er wordt voor gekozen om de baggerwerkzaamheden van 15 november 1999 tot 15 april 2000 (5 maanden) te laten lopen.

Transport en Afzinken

Transport en afzinken van de constructie-elementen is mogelijk vanaf 1 mei 2000. Het moment van transport en afzinken van een constructie-element na 1 mei 2000 wordt bepaald door het gedrag van de Monongahela River:

Beperkingen

Tot nu toe is aangenomen dat afzinken kort na transport plaatsvindt. Onder deze aanname wordt het aantal transportdagen bepaald door:

- ✓ ***De vereiste Waterdiepte juist benedenstrooms van de huidige Stuw 2 (Bovengrens):*** Het transport vereist de volgende waterdiepten juist benedenstrooms van de huidige stuw 2:

  - ✓ ***Bovenstuk Deel 2, 3, 4, 5, 6 en 7:*** > 4,56 m (zie Tabel 3-11)
  - ✓ ***Onderstuk Deel 4, 5, 6 en 7:*** > 5,10 m (zie Tabel 3-13)
  - ✓ ***Bovenstuk Deel 1:*** > 5,17 m (zie Tabel 3-11)
  - ✓ ***Onderstuk Deel 2 en 3:*** > 5,22 m (zie Tabel 3-13)

  Aangezien een waterdiepte van 4,56 m juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 100% van de tijd overschreden wordt, is er geen bovengrens voor het transport van de bovenstukken van deel 2, 3, 4, 5, 6 en 7.

- ✓ ***Stroomsnelheid ter hoogte Projectlocatie gedurende Afzinken (Ondergrens):*** De stroomsnelheid ter hoogte van de nieuwe stuw 2 mag gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet groter worden dan 1,00 ms^{-1}. De waterdieptes juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 die als gevolg hiervan niet overschreden mogen worden tijdens transport volgen uit Bijlage XVIII:

  - ✓ ***Boven- en Onderstuk Deel 4 en 5:*** < 5,30 m
  - ✓ ***Boven- en Onderstuk Deel 2, 3, 6 en 7:*** < 5,80 m
  - ✓ ***Boven- en Onderstuk Deel 1:*** < 6,20 m

- ✓ ***Transport- en Afzinkvenster:*** Transport en afzinken is alleen toegestaan vanaf 1 mei tot en met 31 oktober.

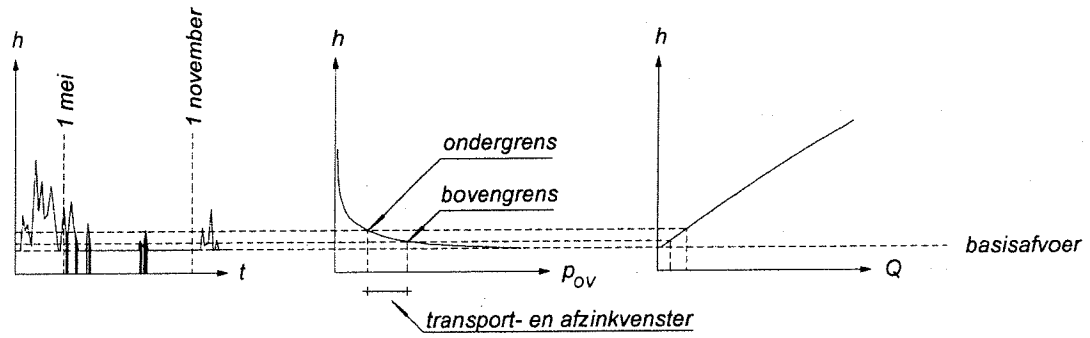
Flexibiliteit

Het gedrag van de Monongahela River kan niet ver van tevoren voorspeld worden. Men kan bijvoorbeeld te maken krijgen met extreem "nat jaar" of een extreem "droog jaar". Het transport- en afzinken van de constructie-elementen dient flexibel te zijn in relatie tot het gedrag van de Monongahela River. Bovenstaande beperkingen worden gecombineerd met de Lower Pool Hydrographs van een nat en een droog jaar (zie Bijlage II: 037-LBR-14/6 (Lower

Pool Hydrographs)) en de Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve (zie Bijlage II: 037-LBR-14/7 (Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)). Indien het aantal transportdagen te laag is, moet er naar oplossingen om gezocht worden om dit aantal te verhogen:

Nat Jaar

Indien 2000 een nat jaar (relatief veel en hoge pieken in de afvoer) is, treden er in de periode van 1 mei 2000 tot en met 31 oktober 2000 voldoende transportdagen op. Dit wordt schematisch weergegeven in Figuur 4-69.

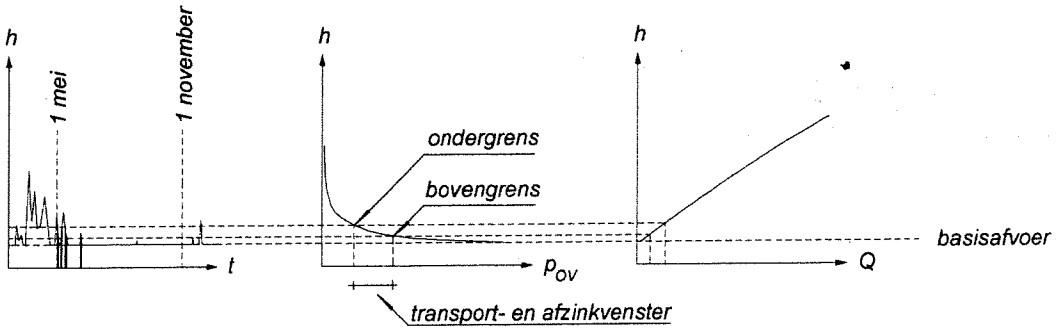


Figuur 4-69: *Scenario 1 (Nat Jaar)*

Transport van alle constructie-elementen vindt in een nat jaar plaats in de periode van 1 mei 2000 tot en met 31 oktober 2000. Het leggen van de grindribben heeft geen invloed op de totale bouwtijd. De Scradeway moet gedurende de periode van 1 mei 2000 tot en met 31 oktober 2000 aanwezig zijn om eventuele verstoring van het grindbed te corrigeren. Uit de handberekening "Grind" (zie Bijlage XXVI) blijkt dat het leggen van de grindribben in een nat jaar ongeveer USD 5 * 10^6 kost. Het positioneren, afzinken, ondermortelen, aanbrengen ballastbeton en verwijderen schotten heeft geen invloed op de totale bouwtijd.

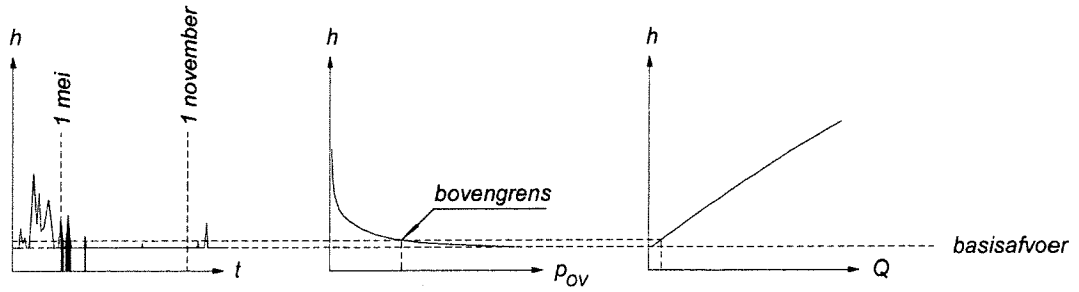
Droog Jaar

Indien 2000 een droog jaar (relatief weinig en kleine pieken in de afvoer) is, kunnen er in de periode van 1 mei 2000 tot en met 31 oktober 2000 te weinig transportdagen optreden. Dit wordt schematisch weergegeven in Figuur 4-70.



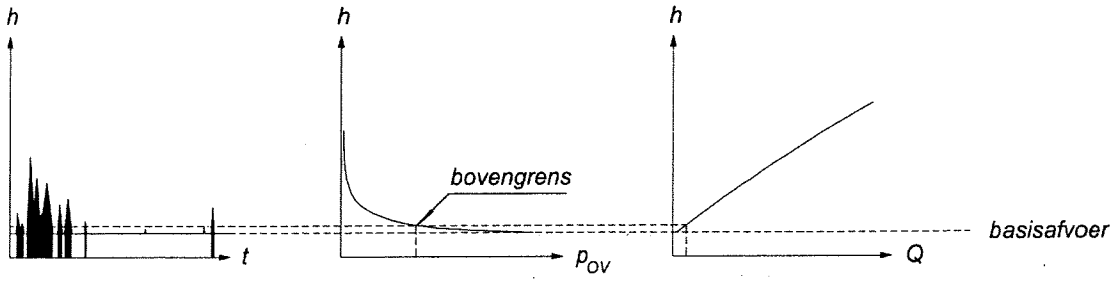
Figuur 4-70: *Droog Jaar*

Transport van alle constructie-elementen kan niet binnen de periode van 1 mei 2000 tot en met 31 oktober 2000 plaatsvinden. Het aantal transportdagen kan vergroot worden door transport en afzinken "los te koppelen"; de ondergrens (gebaseerd op de eis dat de stroomsnelheid in het sluitgat tijdens afzinken niet groter dan 1,00 ms^{-1} mag worden) verdwijnt. Dit wordt schematisch weergegeven in Figuur 4-71.



Figuur 4-71: *Scenario 2 (Droog Jaar; Ondergrens verwijderd)*

Het loskoppelen van transport en afzinken houdt in dat de constructie-elementen in de buurt van de projectlocatie tijdelijk afgemeerd moeten worden. Indien de constructie-elementen benedenstrooms van de projectlocatie worden afgemeerd, blijft men afhankelijk van de afvoer. Bovenstrooms afmeren biedt wat dat betreft meer mogelijkheden. Er wordt voor gekozen om de afbouwsteiger uit het ontwerp van het USACE (3 km stroomopwaarts van de projectlocatie) te handhaven om, indien nodig, te fungeren als tijdelijke afmeerplaats voor de constructie-elementen. Aan de steiger kunnen maximaal drie constructie-elementen afgemeerd worden. Afzinken van de afgemeerde constructie-elementen vindt later bij lagere afvoer plaats. In principe zou het aantal transportdagen vergroot kunnen worden door de bovengrens aan te passen. Daartoe zou de diepgang (eigen gewicht) van de constructie-elementen verkleind moeten worden. Het constructief ontwerp van de constructie-elementen staat dit echter niet toe. De bovengrens kan niet aangepast worden. Het aantal transportdagen kan, ondanks het loskoppelen van transport en afzinken, te klein blijven. Het verschuiven van de datum 31 oktober 2000 kan uitkomst bieden. In Figuur 4-72 is weergegeven hoe het aantal transportdagen toeneemt bij het volledig afwezig zijn van datumgrenzen.



Figuur 4-72: *Scenario 3 (Droog Jaar; Data verwijderd)*

Er wordt benadrukt dat het in figuur 4-72 gaat om het weergeven van het principe van het verschuiven van de data. Door het verschuiven van de datum 31 oktober 2000 richting het winterseizoen neemt het aantal transportdagen toe vanwege de toename van het aantal en de hoogte van de pieken in de afvoer. Bij het verschuiven van de datum 31 oktober 2000 moet er rekening gehouden worden met ijsgang. Tevens nemen de neveneffecten ter plaatse van de nieuwe stuw 2 met betrekking tot stroomsnelheden, waterstand, verval en opstuwing toe door de toename van het aantal en de hoogte van de pieken in de afvoer. Er wordt aangenomen dat, indien 2000 een droog jaar is, transport van alle constructie-elementen plaatsvindt in de periode van 1 mei 2000 tot 1 mei 2001. Het leggen van de grindribben heeft geen invloed op de totale bouwtijd. De Scradeway moet gedurende de periode van 1 mei 2000 tot 1 mei 2001 aanwezig zijn om eventuele verstoring van het grindbed te corrigeren. Uit de handberekening "Grind" (zie Bijlage XXVI) blijkt dat het leggen van de grindribben in een droog jaar ongeveer USD 9 * 10^6 kost. Het positioneren, afzinken, ondermortelen, aanbrengen ballastbeton en verwijderen schotten heeft geen invloed op de totale bouwtijd.

Pijlers en Segmentschuiven

De afbouw van een pijler duurt 3 maanden. Iedere maand begint de afbouw van de volgende pijler. De 6 segmentschuiven worden op de wal aan elkaar gelast. Dit duurt 1 maand. Het tussen de pijlers hangen van een segmentschuif met behulp van een drijvende bok duurt 1 dag. Het afbouwen van de segmentschuiven tussen de pijlers duurt 1 maand.

Overig

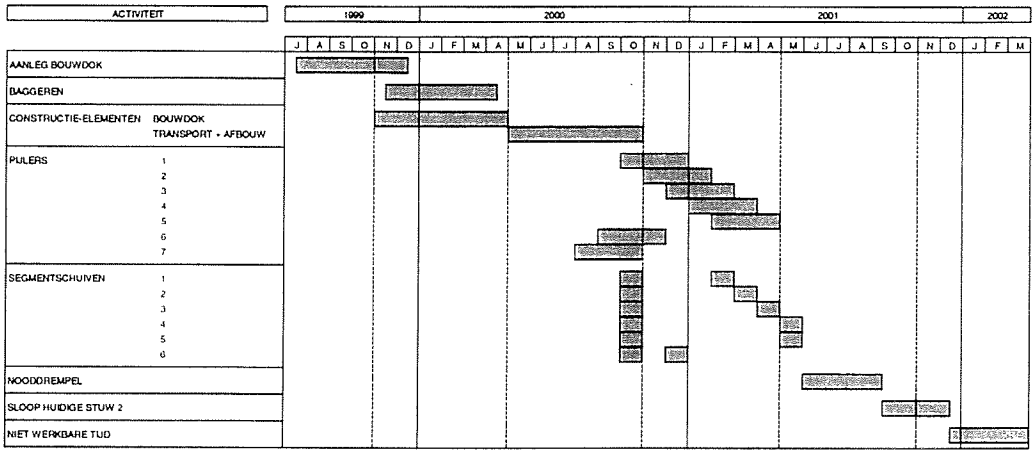
Hierna moeten de volgende activiteiten nog plaatsvinden:

- ✓ ***Nooddrempel:*** 3,50 maanden
- ✓ ***Sloop huidige Stuw 2:*** 3 maanden

Tenslotte wordt er een aantal dagen niet werkbare tijd bepaald.

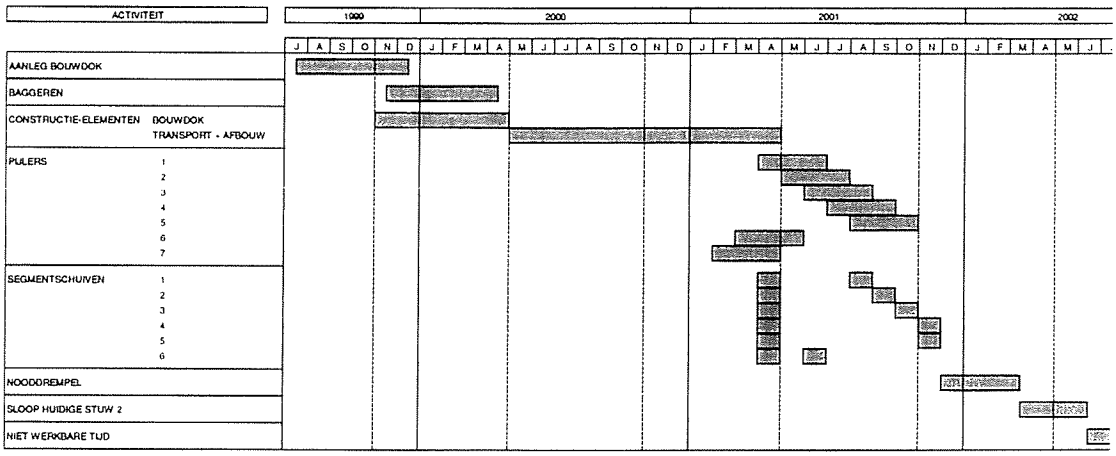
PLANNING

In Figuur 4-73 wordt de gewijzigde planning voor een nat jaar 2000 weergegeven. Het project wordt op 1 april 2002 overgeleverd aan de klant.



Figuur 4-73: *Gewijzigde Planning voor nat Jaar 2000*

In Figuur 4-74 wordt de gewijzigde planning voor een droog jaar 2000 weergegeven. Het project wordt op 1 oktober 2002 overgeleverd aan de klant.



Figuur 4-74: *Gewijzigde Planning voor droog Jaar 2000*

Uit het artikel dat opgenomen is in Bijlage XXIX, blijkt dat het project in werkelijkheid eind 2003 wordt overgeleverd aan de klant.

5 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

5.1 CONCLUSIES

5.1.1 Vergelijking USACE / DMC - Afstudeerproject

USACE / DMC	Afstudeerproject
Er zijn 5 L-vormige pijlers. Tussen de pijlers zitten 4 segmentschuiven. De onderbouw bestaat uit 2 asymmetrische constructie-elementen. Het eerste constructie-element bestaat uit de vaste, de hoge en één lage drempel. De voeg tussen beide constructie-elementen zit in de 3^{e} pijler. Het tweede constructie-element bestaat uit de overige twee lage drempels.	Er zijn 7 rechthoekige pijlers. Tussen de pijlers zitten 6 segmentschuiven. Er zijn 2 hoge en 4 lage drempels. De onderbouw bestaat uit 14 constructie-elementen: 7 asymmetrische bovenstukken en 7 symmetrische onderstukken. De voegen tussen de onderstukken zitten in de pijlers.
Piping wordt voorkomen door middel van twee korte damwanden boven- en benedenstrooms.	Piping wordt voorkomen door een damwand tot in de siltsteenlaag bovenstrooms en een korte damwand benedenstrooms.
De constructie-elementen rusten op een paalfundering van USD 6 * 10^{6}.	De onderstukken rusten op grindribben in de stroomrichting. Om een 100% aansluiting te krijgen, worden de holle kamers gevuld met mortel. De grindribben fungeren tijdens de uitvoeringsfasen als bodembescherming. De grindribben worden gelegd met de Scradeway. Het leggen van de grindribben kost in een nat jaar 2000 ongeveer USD 5 * 10^{6}. Het leggen van de grindribben in een droog jaar kost ongeveer USD 9 * 10^{6}.
-	De aansluiting tussen een boven- en onderstuk wordt gevormd door later met ballastbeton aangestorte afschuifpennen.
De aansluiting tussen twee onderstukken wordt gevormd door een damwand aan bovenstroomse en een damwand aan benedenstroomse zijde. De ruimte tussen de twee damwanden wordt volgestort met grout.	De aansluiting tussen twee onderstukken wordt gevormd door een damwand aan bovenstroomse en een damwand aan benedenstroomse zijde. De ruimte tussen de twee damwanden wordt volgestort met grout.

Tabel 5-1: *Constructief Systeem*

USACE / DMC	Afstudeerproject
Alle platen hebben een dikte van 0,30 m.	Alle platen hebben een dikte van 0,30 m.
De vloer van de constructie-elementen is uitgevoerd in lichtbeton en in x- en y-richting voorgespannen.	De vloer van de onderstukken is uitgevoerd in normaal beton en in x- en y-richting voorgespannen.
Dwarskrachtproblemen in de verticale wanden van de constructie-elementen worden opgevangen met behulp van een staalconstructie.	Dwarskrachtproblemen in de vloer van de onderstukken worden opgevangen met behulp van vouten. Dwarskrachtproblemen in de wanden van de boven- en onderstukken worden opgevangen met behulp van schuifwapening.

Tabel 5-2: *Constructief Ontwerp*

USACE / DMC	Afstudeerproject
Het eerste gedeelte van de constructie-elementen wordt in het bouwdok (oppervlakte dokvloer 90 * 120 m^2) te Leetsdale gebouwd. De diepgang tijdens het eerste transport bedraagt 3,05 m. Het tweede gedeelte van de constructie-elementen wordt aan een afbouwsteiger gebouwd. De diepgang tijdens het tweede transport bedraagt 4,30 m	De constructie-elementen worden in hun geheel in het bouwdok (oppervlakte dokvloer 110 * 150 m^2) te Leetsdale gebouwd. Vanwege het streven naar één dokcyclus fungeert de vloer van de onderstukken als bouwvloer voor de bovenstukken. De diepgang tijdens transport bedraagt maximaal 4,72 m. De afbouwsteiger fungeert, indien nodig, als tijdelijke afmeerplaats voor constructie-elementen.
De constructie-elementen worden rechthoekig gemaakt met behulp van stalen schotten.	De constructie-elementen worden rechthoekig gemaakt met behulp van stalen schotten.
De constructie-elementen worden in y-richting door de scheepvaartsluizen getransporteerd. Als gevolg hiervan moet het benedenstroomse gedeelte van de woelbak ter plaatse worden afgebouwd.	De constructie-elementen worden in x-richting door de scheepvaartsluizen getransporteerd.
De constructie-elementen worden met behulp van een systeem van kabels, winches en pontons afgezonken op de paalfundering. In de constructie-elementen zitten uitsparingen op de plaatsen waar de constructie-elementen over de paalfundering heen gezet wordt.	De onderstukken worden met behulp van een systeem van kabels, winches en pontons afgezonken op de grindribben. De bovenstukken worden later met behulp van een systeem van kabels, winches en pontons afgezonken op de vloer van de onderstukken.
Ondergrouten gebeurt vanuit stortpijpen vanaf een platform tussen twee pijlers. Het grout wordt aangevoerd over een brug.	Ondermortelen gebeurt door een mortelpomp op een naastgelegen ponton via een buizensysteem in de bovenstroomse zijde van een onderstuk. De mortel wordt aangevoerd met behulp van mixers en ponten.
Het aanbrengen van het ballastbeton gebeurt vanuit stortpijpen vanaf een platform tussen twee pijlers. Het ballastbeton wordt aangevoerd over een brug.	Het aanbrengen van het ballastbeton gebeurt door een betonpomp op een naastgelegen ponton. Het ballastbeton wordt aangevoerd met behulp van mixers en ponten.
De stalen schotten worden verwijderd om het doorstroomprofiel zo groot mogelijk te houden.	De stalen schotten worden verwijderd om het doorstroomprofiel zo groot mogelijk te houden.
De 5 pijlers worden ter plaatse afgebouwd.	De 7 pijlers worden ter plaatse afgebouwd.
De 4 segmentschuiven worden op drooggezette drempels in elkaar gelast en ingehangen.	De 6 segmentschuiven worden op de wal in elkaar gelast en met behulp van een drijvende bok ingehangen.
De nooddrempel wordt ter plaatse gebouwd.	De nooddrempel wordt ter plaatse gebouwd.

Tabel 5-3: *Uitvoeringsmethode*

USACE / DMC	Afstudeerproject
Het eerste constructie-element wordt in april 2000 afgezonken. Het tweede constructie-element wordt in mei 2001 afgezonken.	In een nat jaar worden alle constructie-elementen tussen 1 mei 2000 en 31 oktober 2000 afgezonken. In een droog jaar worden alle constructie-elementen tussen 1 mei 2000 en 1 mei 2001 afgezonken.
Het project wordt op 1 oktober 2002 overgeleverd aan de klant.	In een nat jaar 2000 wordt het project op 1 april 2002 overgeleverd aan de klant. In een droog jaar wordt het project op 1 oktober 2002 overgeleverd aan de klant.

Tabel 5-4: *Uitvoeringsplanning*

5.1.2 CONCLUSIES

Constructief Systeem

Het constructieve systeem van U-vormige constructie-elementen leidt niet tot significante aanpassingen in het constructief ontwerp van het USACE. Het uitkleden van de U-vormige constructie-elementen in trapeziumvormige bovenstukken en U-vormige onderstukken leidt tot meer symmetrie (bouw en transport eenvoudiger) in de constructie-elementen. Door het rechthoekig uitvoeren van de pijlers kunnen er tijdens transport en afzinken stalen schotten aan de uiteinden van de U-vormige onderstukken geplaatst worden. Op deze wijze worden de onderstukken goed hanteerbare, rechthoekige bakken. Door de rechthoekige pijlers wordt er aan alle grenstoestanden voor de fundering op staal in de eindfase voldaan. Doordat de U-vormige onderstukken binnen de scheepvaartsluizen moeten passen, neemt het aantal constructie-elementen toe tot 14. De toename van het aantal constructie-elementen leidt tot meer repetitie-effect (bouw eenvoudiger en sneller), voegen en risicovolle afzinkoperaties.

Uitvoeringsmethode

Het in één dokcyclus geheel in het bouwdok afbouwen van de constructie-elementen vereist een groter bouwdok en leidt tot een toename van de diepgang tijdens transport. Uit combinatie van de diepgang met het gedrag van de Monongahela River blijkt dat de totale bouwtijd in een nat jaar 2000 met een half jaar bekort kan worden. In een droog jaar 2000 kan er geen tijdwinst geboekt worden.

Fundering op Grindribben

Het risico van afzinken op een paalfundering wordt weggenomen door de onderstukken te funderen op grindribben. De fundering op grindribben kost USD $5 * 10^6$ (nat jaar 2000) of USD $9 * 10^6$ (droog jaar 2000). De paalfundering kost USD $6 * 10^6$. Het wegnemen van het risico van afzinken op een paalfundering wordt belangrijker geacht dan de op de totale projectkosten van USD $123 * 10^6$ verwaarloosbare toename in de kosten.

5.2 AANBEVELINGEN

Aansluiting Onderstuk – Rivierbodem

De volgende aspecten van de aansluiting tussen het onderstuk en de rivierbodem dienen nauwkeuriger bekeken te worden:

- ✓ ***Afsluiting door Grindribben:*** De mate van afsluiting door de grindribben voor het weglopen van de mortel.
- ✓ ***Verschil in Stijfheden tussen Grindribben en Mortel:*** Als de mortel nog niet verhard is, trekken de grindribben de belasting naar zich toe. De grindribben worden ingedrukt. De stijfheid van de grindribben neemt hierdoor toe. In dit afstudeerrapport is aangenomen dat de mortel dezelfde stijfheid als de ingedrukte grindribben krijgt. Het gedrag en de materiaaleigenschappen van de mortel in de holle kamers en de wisselwerking tussen de stijfheden van de grindribben en de mortel moet nader onderzocht worden. Een verschil in stijfheden tussen de grindribben en de mortel kan ongewenste belastinggevallen veroorzaken.

Meerdere Stuwen

Uit het artikel in Bijlage XXIX blijkt dat men voor vijf andere stuwen in de omgeving van Pittsburgh overweegt dezelfde uitvoeringsmethode (prefabricage) toe te passen. Dan wordt het interessant om investeringen in hefschepen (laybarge II) en een eigen ponton dat grindribben kan leggen, te doen. Eveneens kan er gekeken worden naar hergebruik van hetzelfde bouwdok voor de constructie-elementen van de vijf andere stuwen.

Monongahela River

Het gedrag van de Monongahela River is zeer bepalend voor de totale bouwtijd van het project. Het gedrag van de Monongahela River kan met behulp van een computermodel voorspeld worden door de waterbalans voor het gehele afwateringsgebied toe te passen. Op deze wijze wordt de voorspelling van het moment van transport van de constructie-elementen betrouwbaarder.

Ontwerp Stuw

Aangezien de hoogte van de pijlers te groot is om transport over de rivier mogelijk te maken, wordt het bovenste gedeelte van de pijlers ter plaatse afgebouwd. Het ter plaatse afbouwen van de pijlers kan vermeden worden door een stuw te ontwerpen die een kleinere pijlerhoogte vereist. Op deze wijze wordt volledige prefabricage mogelijk. Het lager in de pijler plaatsen van de scharnieren (neerwaartse belasting op de stuw) is eveneens een aspect dat aandacht verdient.

LITERATUURLIJST

d'Angremond, K.; Bezuijen, K.G.; Meulen, van der, T.; ***Inleiding Waterbouwkunde.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 1998.

Bares, R.; ***Tables pour le Calcul des Dalles et des Parois.***
Parijs: Dunod, 1969.

Battjes, J.A.; ***Vloeistofmechanica.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 1996.

Betonvereniging; ***GTB Grafieken en Tabellen voor Beton (Gebaseerd op de VBC 1990).***
Gouda: Betonvereniging, 1995.

Bieniawski; ***Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling.***
Rotterdam: Balkema, A.A., 1989.

Bouma, A.L.; ***Elastostatica van slanke Structuren.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 1993.

Cement (Ontwikkelingen in Tunnelbouw); ***Grindbed tweede Beneluxtunnel.***
Den Bosch: Stichting ENCI Media, 2001.

Hoek, E.; ***Practical Rock Engineering.***
Toronto: Rocscience Inc., 2000.

Delta Marine Consultants bv.; ***Construction of New Gated Dam (Braddock Locks and Dam).***
Gouda: Delta Marine Consultants bv., 1999.

DOSBOUW (Voorlichting Verkeer en Waterstaat); ***The Storm Surge Barrier in the Eastern Scheldt.***
Zierikzee: Lakenman & Ochtman, 1987.

Francke, J.; Sande, van de, J.; Sanderse, W.; ***De Deltawerken.***
http://library.thinkquest.org/19846/data/ne/delta/deltawer.htm, 1997.

Gerwick, B.C.; ***Construction of Offshore Structures.***
New York: John Wiley & Sons, Inc., 1986.

Gilbert, S.; Horner, R.; ***The Thames Barrier.***
London: Thomas Telford Ltd., 1984.

Hakkaart, Ch.J.A.; ***Ervaringscijfer Afzinken.***
Gouda: Delta Marine Consultants bv., 2000.

Hemel, A.J.H.; Vermeulen, M.C.H.; ***Haalbaarheid Amerikaanse Tunnelbouwmethode in Europa.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 1990.

Horst, van der, A.Q.C.; ***Interne Cursus Caissonontwerp.***
Gouda: Delta Marine Consultants bv., 1989.

Huis in 't Veld, J.C.; Stuip, J.; Walther, A.W.; Westen, van, J.M.; ***The Closure of Tidal Basins.***
Delft: Delft University Press, 1987.

Institution of Civil Engineers; ***Thames Barrier Design.***
London: Thomas Telford Ltd., 1978.

Institution of Civil Engineers; ***Immersed Tunnel Techniques.***
London: Thomas Telford Ltd., 1989.

Intercontainer-Interfrigo; ***Summary of the ICF-P-Wagons (WIC)***.
Basel: Intercontainer-Interfrigo (ICF) s.c., 1999.

Jansen, P.Ph.; Bendegom, van, L.; Berg, van den, J.; Vries, de, M.; Zanen, A.; ***Principles of River Engineering***.
London: Pitman Publishing Ltd., 1979.

Journee, J.M.J.; Massie, W.W.; ***Offshore Hydromechanics***.
Delft: Technische Universiteit Delft, 2001.

Kivl Tunnelling Section; ***Immersed Tunnels I&II***.
Amsterdam: Delta Tunneling Symposium, 1978.

Kretschmer, M.; Fliegner, E.; ***Unterwassertunnel***.
Berlin: Ernst & Sohn, 1987.

Kuijper, H.K.T.; ***Constructieve Waterbouw (Stuwen)***.
Delft: Technische Universiteit Delft, 1999.

Kuijper, H.K.T.; ***Constructieve Waterbouw (Algemeen)***.
Delft: Technische Universiteit Delft, 1998.

Ministry of Transport, Public Works and Water Management; ***Design Plan Oosterschelde Storm-Surge Barrier***.
Rotterdam: Balkema A.A., 1994.

National Rivers Authority; ***The original Thames Barrier Website.***
http://www.highway57.co.uk/tbvc, 1996.

Port & Harbour Research Institute; ***Floating Structures in coastal Zone.***
Yokosuka: Port & Harbour Research Institute, 1994.

Grondmechanica Delft; ***Correlaties Geotechniek.***
Delft: Grondmechanica Delft, 1991.

Schiereck, G.J.; ***Introduction to Bed, Bank and Shore Protection.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 1998.

Seumeren, van (Mammoet Holding bv.); ***Wegtransport***.
http://www.mammoet.com, 1999.

Smit Tak; ***Bokken***.
Rotterdam: Smit Tak, 1999.

Stiksma, K.; ***Tunnels in the Netherlands***.
Turnhout: Brepols, 1987.

United States of America Geological Survey; ***Sediment Transport.***
http://water.usgs.gov/, 1999.

United States Army Corps of Engineers; ***Construction of New Gated Dam (Braddock Locks and Dam)***.
Pittsburgh: United States Army Corps of Engineers, Pittsburgh District, 1998.

Verruijt, A.; ***Grondmechanica***.
Delft: Delftse Uitgevers Maatschappij, 1993.

Vis, W.C.; Sagel, R.; ***Constructief Ontwerpen in Beton***.
Den Bosch: Stichting Betonprisma, 1997.

Vos, Ch.J.; Jager, H.C.; ***Uitvoeringstechnologie in Betonconstructies.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 2000.

Vriend, de, H.J.; ***Rivierwaterbouwkunde.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 1998.

Vrijling, J.K.; Bakker, K.J.; Bezuijen, K.G.; ***Geboorde en Gezonken Tunnels.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 2000.

Walraven, J.C.; ***Gewapend Beton.***
Delft: Technische Universiteit Delft, 1996.

Walraven, J.C.; Galjaard, J.C.; ***Voorgespannen Beton.***
Den Bosch: Stichting Betonprisma, 1997.

Wickert, G.; Schmausser, G.; ***Stahlwasserbau.***
Berlin: Springer Verlag, 1971.

Wolfel, W.; ***Stahlbetonfertigteile im Grund- und Wasserbau.***
Koln-Braunsfeld: Muller, R., 1965.

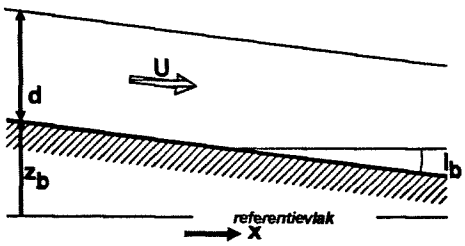
BIJLAGE I

Literatuuronderzoek

RIVIERKANALISATIE

WATER- EN SEDIMENTBEWEGING

Waterspiegelverloop



Figuur I-1: *Stationaire, uniforme Waterbeweging [Vriend, de; 1998]*

De Monongahela River is een natuurlijke open waterloop. De hoeveelheid water die per tijdseenheid door de rivier stroomt, wordt afvoer genoemd. Indien de stroomsnelheid in de rivier niet varieert met de plaats heet het snelheidsveld ***uniform***. Wanneer de stroomsnelheid in de rivier niet varieert met de tijd heet de stroming gedurende dat interval ***stationair***. Stationaire, uniforme waterbeweging in een prismatische rivierdoorsnede (zie Figuur I-1) is stroming met een constante snelheid en waterdiepte. Het wateroppervlak is parallel aan de bodem. De stroomsnelheid en de waterdiepte zijn in evenwicht. De uitdrukking voor de afvoer per eenheid van breedte in een prismatische rivierdoorsnede is:

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{U \cdot A}{B} = \frac{U \cdot B \cdot d}{B} = U \cdot d \qquad (I.1)$$

Hierin is:			
	Q	afvoer	(m^3s^{-1})
	B	breedte	(m)
	U	stroomsnelheid	(ms^{-1})
	A	doorstroomprofiel	(m^2)
	d	waterdiepte	(m)

Stationaire, uniforme waterbeweging in de Monongahela River kan grotendeels beschreven worden per eenheid van breedte, alsof het een oneindig brede rivier is. De vergelijking van Bélanger (basis van de berekening van het waterspiegelverloop bij stationaire, uniforme waterbeweging) kan worden afgeleid door combinatie van de continuïteitsvergelijking en de bewegingsvergelijking:

$$\frac{\delta d}{\delta x} = i_B \cdot \left\{ \frac{d^3 - d_E^3}{d^3 - d_G^3} \right\} \qquad (I.2)$$

$$d_E = \left\{ \frac{q^2}{C^2 \cdot i_B} \right\}^{1/3} \qquad (I.3)$$

$$d_G = \left\{ \frac{q^2}{C} \right\}^{1/3} \qquad (I.4)$$

Hierin is:			
	d	waterdiepte	(m)
	i_B	bodemverhang	
	d_E	evenwichtsdiepte	(m)
	d_G	grensdiepte	(m)
	q	afvoer	(m^2s^{-1})
	C	Chézy-waarde	($m^{0,5}s^{-1}$)

De waterdiepte loopt in de stroomrichting op als $d > d_E$ en af als $d < d_E$. De verhanglijnen van dit type moeten worden doorgerekend ***tegen de stroomrichting in***, waarbij de benedenstroomse waterstand de randvoorwaarde vormt. Bij rivieren met kleine Froude-getallen kunnen er twee soorten verhanglijnen optreden. Een verhanglijn van het ***M_1-type*** behoort bij een opgestuwde rivier: de

optredende waterdiepte is groter dan de evenwichtsdiepte en de verhanglijn is convex van vorm. Een verhanglijn van het ***M_2-type*** behoort bij een vrij afstromende rivier: de optredende waterdiepte is kleiner dan de evenwichtsdiepte en de verhanglijn is concaaf van vorm. Volgens Bresse geldt de volgende benadering voor het waterspiegelverloop:

$$L_{1/2} = \frac{0.24 \cdot d_E}{i_B} \cdot \left(\frac{d_{RVW}}{d_E} \right)^{4/3} \qquad (I.5)$$

$$d = d_E + (d_{RVW} - d_E) \cdot \left(\frac{1}{2}\right)^{\frac{x - x_{RVW}}{L_{1/2}}} \qquad (I.6)$$

Hierin is:

$L_{1/2}$	halveringslengte	(m)
i_B	bodemverhang	
d_E	evenwichtsdiepte	(m)
d_{RVW}	randvoorwaarde	(m)
d	waterdiepte	(m)
x	x-coördinaat rivier	(m)

De stuweffecten bovenstrooms van stuw 2 in de huidige situatie, tijdens de bouw van de nieuwe stuw en in de toekomstige situatie kunnen met behulp van de benadering van Bresse bepaald worden.

Sedimenttransport

Waterbeweging en sedimenttransport zijn onderling gekoppeld en vormen een dynamisch systeem. In een rivier met stationaire, uniforme stroming kan het sedimenttransport bepaald worden met behulp van de sediment-transportformule van Engelund en Hansen. Er worden twee eisen aan het toepassingsgebied van deze formule gesteld, namelijk $u_* > w_S$ en $0{,}19 < D_{50} < 0{,}60$. Engelund en Hansen definieerden het volgende:

$$s = m \cdot U^5 \qquad (I.7)$$

$$m = \frac{0{,}084}{\sqrt{g} \cdot C^3 \cdot \Delta^2 \cdot D_{50}} \qquad (I.8)$$

$$S = B \cdot s \qquad (I.9)$$

Hierin is:

s	sedimenttransport	(m^2s^{-1})
S	sedimenttransport	(m^3s^{-1})
B	breedte	(m)
U	stroomsnelheid	(ms^{-1})
C	Chézy-waarde	$(m^{0,5}s^{-1})$
g	versnelling ten gevolge van de zwaartekracht	(ms^{-2})
Δ	relatieve dichtheid	
D_{50}	korreldiameter	(m)

Voor de evenwichtswaarden van de waterdiepte en het bodemverhang leidt dit tot het volgende:

$$d_E = \left\{\frac{s}{m}\right\}^{-1/5} \cdot q \qquad (I.10)$$

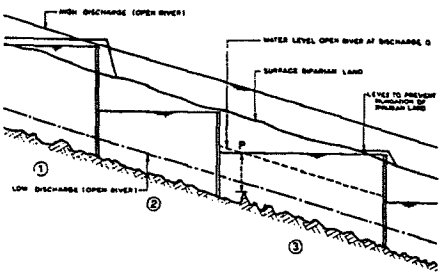
$$i_{BE} = \frac{1}{C^2 \cdot q} \cdot \left\{\frac{s}{m}\right\}^{3/5} \qquad (I.11)$$

Hierin is:	s	sedimenttransport	(m^2s^{-1})
	m	parameter (zie vergelijking (I.8)	
	i_{BE}	evenwichtsbodemverhang	
	d_E	evenwichtsdiepte	(m)
	q	afvoer	(m^2s^{-1})
	C	Chézy-waarde	($m^{0,5}s^{-1}$)

Aangezien de meeste rivieren een variabele afvoer hebben, is er nooit één evenwichtsbodemverhang aan te geven. Het werkelijke bodemverhang varieert tussen bepaalde waarden rondom het evenwichtsbodemverhang voor de gemiddelde afvoer.

STUWEN

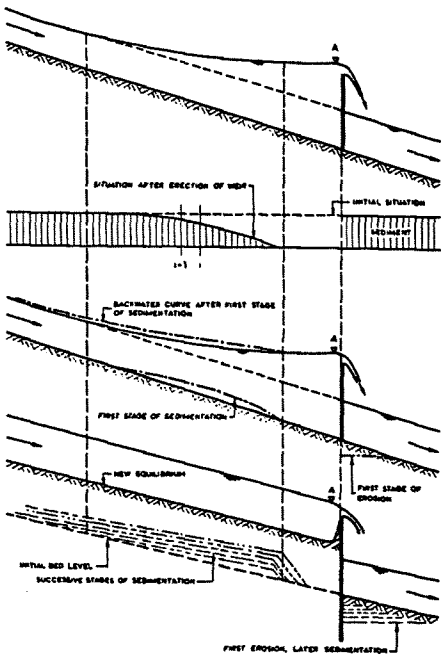
Stuwprogramma



Figuur I-2: *Stuwprogramma [Jansen et al.; 1979]*

In de Monongahela River is er sprake van een aantal stuwen die de rivier in meerdere panden verdelen. De afvoer van de rivier wordt niet beïnvloed door kanalisatie. Het verval is met name ter plaatse van de stuwen terug te vinden. Het stuwprogramma moet zo ontworpen worden, dat de waterdiepte ter hoogte van punt P altijd voldoende is voor scheepvaart (zie Figuur I-2). Afhankelijk van de afvoer, het bodemverhang en de afstand tussen twee opeenvolgende stuwen kunnen de volgende drie situaties optreden: geen afvoer, natuurlijke afvoer en gestuwde afvoer. Als er geen afvoer is, is de waterstand in een stuwpand horizontaal. Als er natuurlijke afvoer is, is de waterdiepte gelijk aan de evenwichtsdiepte. Indien er gestuwd wordt, kan de waterdiepte berekend worden aan de hand van de benadering van Bresse.

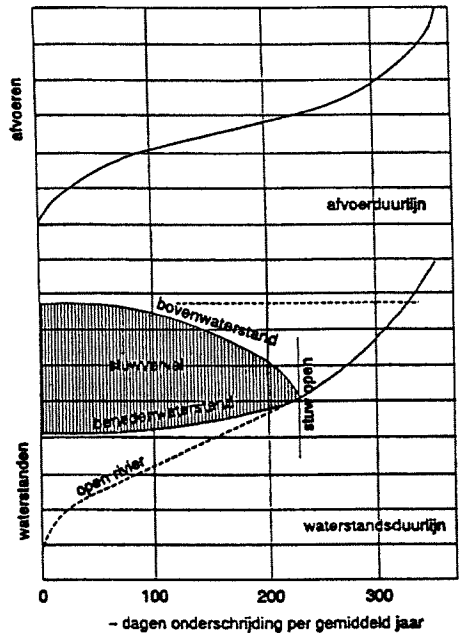
Vaste Stuw



Figuur I-3: *Verschijnselen vaste Stuw [Jansen et al.; 1979]*

De huidige stuw 2 is een vaste stuw. Een vaste stuw is een stuw zonder bewegende delen. Bij een vaste stuw is punt A vastgelegd door de grootte van de afvoer en de kruinhoogte van de stuw (zie Figuur I-3). Vanaf dit punt kan de verhanglijn in bovenstroomse richting worden doorgerekend. De stroomsnelheid wordt in bovenstroomse richting steeds groter. De sediment-transportcapaciteit wordt daarom in bovenstroomse richting ook steeds groter. Juist bovenstrooms van de stuw is de sediment-transportcapaciteit het kleinst, zodat hier sedimentatie plaats vindt. De sedimentatie bovenstrooms van de stuw zal de verhanglijn beïnvloeden. Dit is een tijdafhankelijk proces dat uiteindelijk tot een nieuwe evenwichtssituatie zal leiden. Aangezien er sedimentatie bovenstrooms van een vaste stuw optreedt, zal er weinig sedimenttransport over de stuw zijn. Dit resulteert in geleidelijke erosie juist benedenstrooms van de stuw. Als het sedimenttransport en de stroming bovenstrooms van de stuw in evenwicht zijn, kan er weer sedimenttransport over de stuw plaatsvinden. Zolang er geen evenwicht is, zullen er stabiliteitsmaatregelen voor de stuw genomen moeten worden. De erosie zal dan verder benedenstrooms plaatsvinden. Het ontwerp van de stuw moet aangepast worden aan de toekomstige evenwichtssituatie.

Beweegbare Stuw

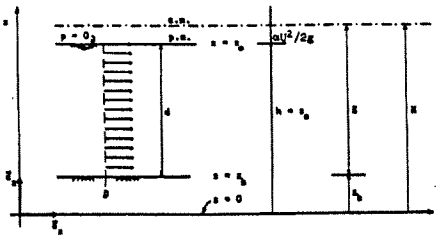


Figuur I-4: *Afvoer- en Waterstandsduurlijn [Kuijper; 1999]*

De nieuwe stuw 2 is een beweegbare stuw. Een beweegbare stuw is een stuw met bewegende delen. Door een beweegbare stuw kan de bovenstroomse waterstand gereguleerd worden. Dit geldt ook voor de afvoer. Aannemende dat voor afvoeren groter dan of gelijk aan Q (in Figuur I-4 bij "stuw open") de natuurlijke waterdiepte voldoende is voor de scheepvaart, is menselijk ingrijpen niet nodig. De beweegbare delen kunnen dan dus volledig geopend worden. Als de afvoer kleiner wordt dan Q, moet het stuwprogramma dusdanig zijn dat er bovenstrooms van de stuw voldoende waterdiepte voor de scheepvaart wordt gecreëerd door te stuwen. Voor een extreem lage afvoer wordt de waterdiepte boven- en benedenstrooms van de stuw aangegeven. Zolang de beweegbare delen invloed hebben op de rivierwaterstanden, treden er overal verschillende stroomsnelheden en verschillen in sediment-transportcapaciteit op, zodat er sedimentatie bovenstrooms en erosie benedenstrooms van de beweegbare stuw optreedt. Als uiteindelijk de bovenstroomse waterstand niet meer opgestuwd hoeft te worden, kan de begintoestand zich weer gaan instellen. Alle stuwprogramma's eindigen met de situatie dat de beweegbare delen volledig geopend zijn en het water vrij kan stromen.

Waterbeweging rond Stuw

Energie- en Impulsbalans



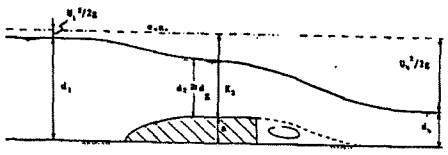
Figuur I-5: *Definities Stroming in open Waterlopen [Battjes; 1996]*

Bij stationaire, uniforme stroming in een open waterloop bestaat de energiehoogte H uit de waarde van de specifieke energiehoogte E ten opzichte van het referentievlak z_B (zie Figuur I-5). De specifieke energiehoogte E wordt gevormd door de waterdiepte en de snelheidshoogte $\alpha * U^2 / (2 * g)$. Bij locale versmallingen of verhogingen treedt er nauwelijks energieverlies op. De energiehoogte kan als constant beschouwd worden. Ter plaatse van de versmalling of verhoging kan de energiebalans toegepast worden: op basis van behoud van energie kunnen waterdieptes en stroomsnelheden bepaald worden. Bij locale verwijdingen of verlagingen treedt er wel energieverlies op. De energiebalans kan niet meer worden toegepast; de impulsbalans biedt dan uitkomst om waterdieptes en stroomsnelheden te bepalen. De grootte van de impuls van waterbeweging wordt gevormd door de resultante van de hydrostatische waterdruk $0,5 * \rho_w * g * d^2$ en de meevoering $\rho_w * U^2 * d$. Met behulp van de energiebalans en de impulsbalans kan in een aantal stromingssituaties in de huidige situatie, tijdens de bouw van de nieuwe stuw en in de toekomstige situatie de waterdiepte juist bovenstrooms van het stuwcomplex, die de randvoorwaarde voor de berekening van de verhanglijn in het bovenstroomse rivierpand vormt, berekend worden.

Overlaat

Indien de beweegbare delen van stuw 2 volledig geopend zijn, vindt de afvoer plaats door bovenafvoer over de onderbouw van de stuw. Tijdens het openen en sluiten van de beweegbare delen vindt de afvoer plaats door een combinatie van boven- en onderafvoer.

Lange Overlaat



Figuur I-6: *Lange, volkomen Overlaat [Battjes; 1996]*

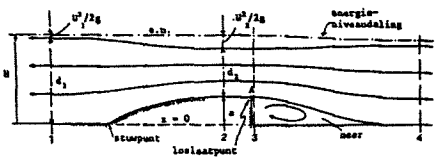
Indien de stroomlijnen boven onderbouw van de stuw recht zijn, vormt de onderbouw van de stuw een lange overlaat. Bij een lange, volkomen overlaat (zie Figuur I-6) wordt de afvoer niet beïnvloed door de benedenstroomse waterstand. Boven de onderbouw treedt kritische stroming op. De snelheidshoogte ter plaatse van de onderbouw bedraagt dan 1/3 * E_2 en de waterhoogte boven de kruin bedraagt 2/3 * E_2. Nu kunnen de gemiddelde stroomsnelheid boven de onderbouw en de afvoer worden bepaald volgens:

$$\frac{U_2^2}{2 \cdot g} = 1/3 \cdot E_2 \rightarrow U_2 = \sqrt{2/3 \cdot g \cdot E_2} \qquad (I.12)$$

$$Q_2 = U_2 \cdot A_2 = 1{,}7 \cdot B \cdot E_2^{3/2} \qquad (I.13)$$

Hierin is:

Q_2	afvoer in punt 2	(m^3s^{-1})
B	breedte	(m)
U_2	stroomsnelheid in punt 2	(ms^{-1})
A_2	doorstroomprofiel in punt 2	(m^2)
E_2	energiehoogte in punt 2	(m)
g	versnelling ten gevolge van de zwaartekracht	(ms^{-2})



Figuur I-7: *Lange, onvolkomen Overlaat [Battjes; 1996]*

Bij een lange, onvolkomen overlaat (zie Figuur I-7) is de bovenstroomse waterstand mede een functie van de benedenstroomse waterstand. Nu kan met behulp van de impulsbalans de relatie tussen afvoer, benedenstroomse waterstand en de waterstand boven de onderbouw worden bepaald. De relatie tussen de afvoer, de bovenstroomse waterstand en de waterstand boven de onderbouw wordt bepaald met de energiebalans. Bij een gegeven randvoorwaarde en afvoer kunnen nu alle overige waterstanden worden berekend.

Korte Overlaat

Indien de stroomlijnen boven de onderbouw van de stuw gekromd zijn, wordt er gesproken van een korte overlaat. Dit heeft als gevolg dat de druk niet hydrostatisch verdeeld is. De impulsbalans is dan niet bekend. De formulering voor de afvoer over de lange overlaat moet worden aangepast om te komen tot een juiste relatie tussen afvoer en opstuwing bij een korte overlaat. In het algemeen geldt voor een korte, volkomen overlaat:

$$Q_v = 1{,}7 \cdot m \cdot B \cdot E_2^{3/2} \qquad (I.14)$$

Hierin is:

m	constante	
B	breedte	(m)
E_2	energiehoogte in punt 2	(m)

In het geval van een onvolkomen overlaat is de afvoer te schrijven als:

$$Q_O = C_S \cdot Q_V \qquad (I.15)$$

$$C_S = (1 + 1/2 \cdot S) \cdot \sqrt{1 - S} \qquad (I.16)$$

$$S = \frac{d_3}{d_1} \qquad (I.17)$$

Hierin is:

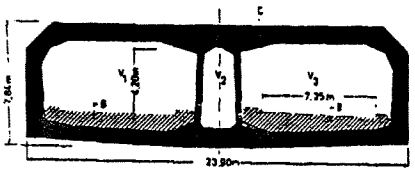
Q_V	volkomen afvoer	(m^3s^{-1})
d_3	waterdiepte in punt 3	(m)
d_1	waterdiepte in punt 1	(m)

GROOTSCHALIGE PREFABRICAGE

CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

In het vervolg wordt gesproken over rechthoekige constructie-elementen, waarvan de drie uitwendige dimensies worden aangeduid als L (lengte), B (breedte) en H (hoogte). Voor de dimensies geldt dat L > B > H. De grootschalige prefabricage van constructie-elementen van afzinktunnels en caissons vertonen vele overeenkomsten met de grootschalige prefabricage zoals het USACE die voor ogen heeft bij de bouw van de nieuwe stuw 2.

Afzinktunnels

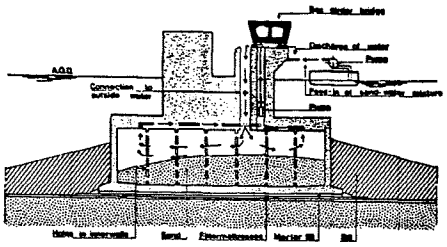


Figuur I-8: *Basisdoorsnede Afzinktunnel [Stiksma; 1987]*

Betonnen afzinktunnels bestaan meestal uit rechthoekige kokers (zie Figuur I-8). Het beton wordt zowel voor constructieve doeleinden als voor ballast gebruikt. De rechthoekige doorsnede voorziet in gunstige sterkte-eigenschappen en eigen gewicht. De dimensies worden bepaald door eisen met betrekking tot het drijvend transport en de afgezonken toestand. In de transportfase moet het gewicht (eigen gewicht, transportmaterieel en ballast) iets kleiner zijn dan de opwaartse waterbelasting (Archimedes), zodat het constructie-element een klein vrijboord heeft. Tijdens het transport en afzinken kan het materieel ook belastingen op het constructie-element leveren. Juist nadat het constructie-element is afgezonken, mag het niet opdrijven. De neerwaartse belasting om de opwaartse waterbelasting tegen te gaan, kan gezocht worden in het eigen gewicht van het constructie-element. Door te variëren met de vormgeving van het constructie-element, de hoeveelheid ballastmateriaal en ballastbeton, wordt aan beide eisen tijdens drijvend transport en in de afgezonken toestand voldaan. De zinksleuf wordt in de eindfase nog aangevuld met grond. Dit belastinggeval is echter niet interessant voor dit afstudeerwerk en wordt verder buiten beschouwing gelaten. De dwarsdoorsnede moet gewapend worden op de hierboven beschreven belastingsgevallen. Indien er niet aan de eisen kan worden voldaan met gewapend beton, kan geheel of gedeeltelijk voorspannen in de dwarsdoorsnede een oplossing zijn. Een andere mogelijkheid is om de holle ruimte in het constructie-element te vergroten. De dimensies van de vloer, wanden en dak veranderen dan echter ook. Dit zal van geval tot geval bekeken moeten worden. Daarnaast kan er lichter materiaal worden toegepast. In plaats van in het vergroten van de holle ruimte kan positief drijfvermogen gezocht worden in pontons of speciaal materieel. De vormgeving van de dwarsdoorsnede is gevoelig voor variaties in de massadichtheid van het constructiemateriaal en het omringende water, maatafwijkingen en gewicht van benodigd materieel voor transport en afzinken. In principe is het na te streven om de lengte van een constructie-element zo groot mogelijk te maken. Hierdoor zal het aantal malen dat er een constructie-element afgezonken moet worden en het aantal discontinuïteiten zo klein mogelijk worden en hoeft het hiervoor benodigde materieel zo min mogelijk te worden gemobiliseerd. Mede bepalend voor de lengte van een constructie-element kunnen de bouwlocatie, de verhoudingen H / B en L / B, de waterbelasting in de transportweg, de snedekrachten in het constructie-element en het profiel van vrije doorvaart van de bouwlocatie, de transportweg en de projectlocatie zijn. Buiging in de langsrichting kan worden opgenomen door voorspanning en/of voegen. Met het oog op de waterdichtheid zijn bij betonnen afzinktunnels de stortnaden en de scheuren in de dwarsdoorsnede en de langsdoorsnede een belangrijk aandachtspunt. In de dwarsdoorsnede scheurt het beton voornamelijk door buiging. De dwarsdoorsnede moet zo ontworpen worden dat de drukzone van het beton na scheuren voldoende groot is om lekkage tegen te gaan. In de langsdoorsnede zijn de spanningen veel lager dan in de dwarsdoorsnede. Secundaire effecten als krimp of kruip leiden niet tot significante scheuren. Het lekken van de betonnen afzinktunnel op zich is geen groot probleem, maar het corroderen van de wapening hierdoor wel. De waterdichtheid kan verhoogd worden door aanpassingen aan de betondoorsnede. Dit kan door een constructie-element in een aantal segmenten te verdelen en hiertussen voegen aan te brengen. Verlenging of verkorting van het constructie-element vindt nu plaats in de voegen en niet in de betondoorsnede. Er kan meer wapening (normale wapening en/of voorspanning) ingevoegd, of een waterdicht membraan over de volledige lengte van het constructie-element aangebracht worden, om de scheurwijdte te beperken. Voor een waterdicht membraan zijn de volgende opties toegepast: een staalplaat onder de vloer en bitumen of plastic membranen langs de buitenzijden van de wanden en het dak, een staalplaat onder de vloer en langs de buitenwanden en een bitumen of plastic membraan op het dak, een staalplaat om het hele

constructie-element of een plastic membraan om het hele constructie-element. Bij staalplaat speelt corrosiebescherming een rol, terwijl bitumen en plastic membranen beschermd moeten worden tegen mechanische schade. In zout water kan wapening corroderen door chloride-ionen. De corrosie van de wapening aan de buitenzijde van het beton valt mee door een gebrek aan zuurstof. In een zuurstofrijke omgeving zal corrosie door chloride-ionen erger zijn. De cementsoort, de massadichtheid en de dekking op de wapening van het beton zijn belangrijke factoren die de mate van aantasting bepalen. De chloride-ionen mogen nooit in het binnenste gedeelte van een constructie-element komen. Indien chloride-ionen aanwezig zijn, speelt uitzetten van het beton als gevolg van sulfaat geen rol. Sulfaatwerend cement zal in dit geval de gevoeligheid voor chloride-ionen alleen doen toenemen.

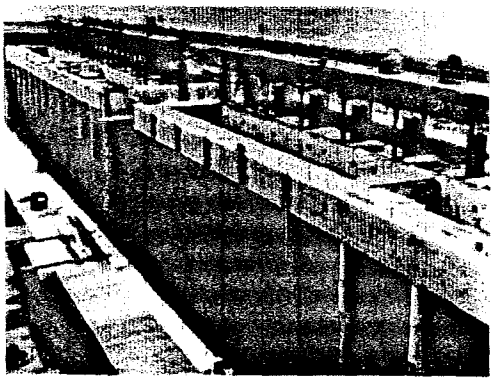
Caissons



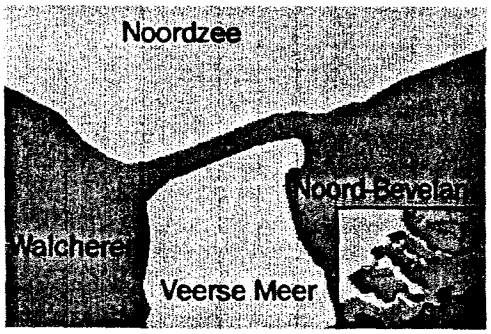
Figuur I-9: *Zandvulling Pijler Stormvloedkering Oosterschelde [Gerwick; 1986]*

Een caisson is een gecompartimenteerd, doosvormig ruimtelijk constructie-element voor het overbrengen van verticale en horizontale krachten naar de ondergrond. In principe zijn er vele alternatieve vormen mogelijk. Caissons worden regelmatig gebruikt als fundering, startschacht van een boortunnel, verticale golfbreker en afsluitdam. Caissons hebben zeer veel overeenkomsten met afzinktunnels. Voor de dimensies van constructie-elementen van caissons in de verschillende levensfases geldt in grote lijnen hetzelfde als dat wat eerder voor afzinktunnels beschreven is. Hieronder worden enige belangrijke verschillen met afzinktunnels behandeld. Een constructie-element verdwijnt tijdens het afzinken meestal niet geheel onder de waterlijn. Tijdens het afzinken van de constructie-elementen zal de hoeveelheid ballastmateriaal steeds toe moeten nemen. Tijdens het afzinken kunnen de dimensies van de buitenwanden relatief klein zijn. Caissons worden verticaal én horizontaal belast. Een verticaal en horizontaal belast constructie-element mag, indien het op staal gefundeerd is, in de eindfase niet kantelen en afschuiven. Tevens moet de onder- en achterloopsheid binnen bepaalde grenzen blijven om piping te voorkomen. Daarnaast mag de maximaal toelaatbare waarde voor de korrelspanning in de ondergrond niet overschreden worden. Om te voldoen aan deze stabiliteitscriteria moet het eigen gewicht van een constructie-element in de eindfase bij caissons veel groter zijn dan bij afzinktunnels. De holle ruimte in de constructie-elementen wordt gevuld met ballastmateriaal dat zwaarder is dan water (zie Figuur I-9). In de eindfase moeten de dimensies van de buitenwanden van een constructie-element groter zijn. Een ontwerpaanpassing om de stabiliteit gunstig te beïnvloeden is het verlengen van de vloer van het constructie-element. Zodoende wordt het funderingsvlak groter en wordt de moot grond boven de verlenging van de vloer gemobiliseerd. De Oostbrug over de Storebælt (Kørsør, Denemarken) maakt deel uit van de verbinding tussen twee Deense eilanden Seeland en Funen. De brug heeft een totale lengte van 6,80 km. De hoofdoverspanning wordt gevormd door een hangbrug met een vrije middenoverspanning van 1624 m en een vrije doorvaarthoogte van 65 m. De zijoverspanningen van de hangbrug zijn 535 m lang. De aanbruggen hebben een overspanning van 193 m. De caissons voor de pylonen, de zeven zwaarste caissons voor de pijlers en de ankerblokken worden in een bouwdok geprefabriceerd. De prefab constructie-elementen worden met behulp van sleepboten naar de locatie gebracht en afgezonken. De pylonen en de ankerblokken worden ter plaatse afgebouwd.

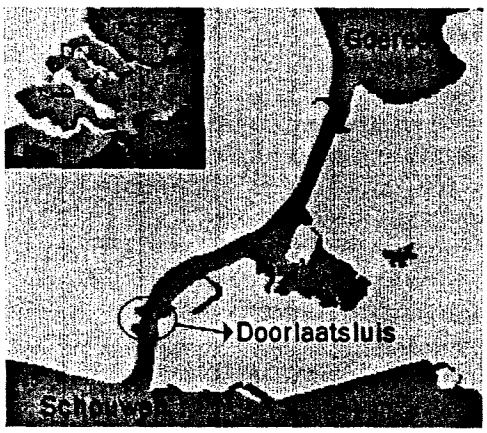
Doorlaatcaissons



Figuur I-10: *Doorlaatcaissons [Francke; Sande, van de; Sanderse, W.; 1997]*



Figuur I-11: *Veerse Gatdam [Francke, J.; Sande, van de, J.; Sanderse, W.; 1997]*



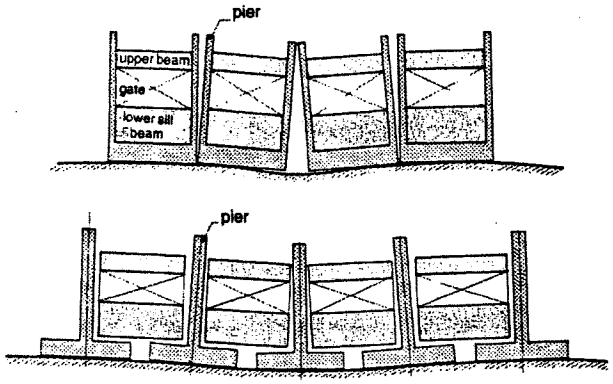
Figuur I-12: *Brouwersdam [Francke, J.; Sande, van de, J.; Sanderse, W.; 1997]*

Een speciale vorm van een caisson is een doorlaatcaisson (zie Figuur 1-10). Een waterweg kan met behulp van caissons afgesloten worden. De constructie-elementen worden gedurende perioden van lage of geen stroomsnelheid in het doorstroomprofiel geplaatst. Doorlaatcaissons (constructie-elementen met openingen) kunnen gebruikt worden indien men wil dat de toename van de stroomsnelheid en neveneffecten zoals erosie door vernauwing van het doorstroomprofiel niet te groot worden of zelfs niet voorkomen. Het is belangrijk om het oorspronkelijke doorstroomprofiel zoveel mogelijk intact te laten tijdens de sluiting met behulp van constructie-elementen. Ballasttanks worden aan de bovenkant van het constructie-element aangebracht, zodat ze de vrije doorstroom van water niet hinderen. Naast het creëren van een zo groot mogelijk doorstroomprofiel is geleiding van de afvoer door de constructie-elementen eveneens van groot belang. Een voordeel van het gebruik van aparte constructie-elementen is dat ze onafhankelijke eenheden vormen. De constructie-elementen moeten een grote stijfheid hebben, zodat de openingen altijd gesloten kunnen worden, ook bij ongelijke zettingen. Vanuit logistiek oogpunt is het voordelig om het aantal constructie-elementen in een dam (en dus het aantal malen dat er een constructie-element moet worden afgezonken) te minimaliseren. Vanuit nautisch oogpunt is het wenselijk dat de verhouding van de dimensies van de constructie-elementen B / L = 1 / 3 tot B / L = 1 / 4 bedragen. De kosten van het afzinken zullen afnemen als er een kleiner aantal constructie-elementen wordt gebruikt om de dam te sluiten. Als de lengte van het constructie-element groter wordt gemaakt, nemen echter wel de risico's van het afzinken toe. De bodem of drempel wordt horizontaal afgewerkt voor nauwkeurige plaatsing van de constructie-elementen. De bodem of drempel moet beschermd zijn tegen erosie. Tevens moeten de oevers zo gebouwd of aangepast worden, dat ze goed aansluiten op de constructie-elementen. In het algemeen kan gesteld worden dat een constructie-element voor afzinken eerst afgemeerd of verankerd wordt op de projectlocatie. Als de stroomsnelheden voldoende laag zijn (rond de kentering), kan de operatie beginnen. Het is aan te bevelen om het afzinken uit te voeren als er nog enige stroomsnelheid is. Er is zo nog enige stromingsweerstand op een constructie-element en op het materieel. Verder is het aan te raden de operatie uit te voeren bij zo laag mogelijk water, omdat dan de afstand naar de bodem korter is. De constructie-elementen kunnen één voor één afgezonken worden op de bodem of drempel. Na het afzinken kunnen de doorlaatkleppen geopend worden, zodat er afvoer door de constructie-elementen plaats kan vinden. Als alle constructie-elementen afgezonken zijn, kunnen de doorlaatkleppen tegelijk bij een lage stroomsnelheid gesloten worden. Het afsluitlichaam wordt, indien nodig, afgebouwd. De Veerse Gatdam (zie Figuur I-11)) is mede gebouwd om het noorden van Walcheren en Zuid-Beveland en het zuiden van Noord-Beveland tegen een stormvloed te behoeden. De eb- en vloedstroom in het Veerse Gat was echter een groot probleem bij een sluiting van de dam met dichte constructie-elementen. Als oplossing van deze problemen zijn er constructie-elementen met openingen ontwikkeld. De constructie-elementen werden vlak voor doodtij afgezonken op de drempel. Hierbij werden de constructie-elementen gevuld met water en de houten schotten door sleepboten weggetrokken. Aan de kant van het Veerse Meer hees men de schuiven. Zo ontstond er een opening waardoor het water

vrij kon stromen. De stabiliteit werd gegarandeerd door gevulde ballasttanks boven op de constructie-elementen. Op deze tanks werd een tijdelijke weg aangelegd om de andere constructie-elementen te kunnen bereiken. Nadat het laatste open constructie-element was geplaatst, bleef er een sluitgat van 5,00 m breed over. Dit is opgevuld met stortstenen, grind en zand. Na de laatste ebstroom zijn de sluizen op doodtij neergelaten. De 6,50 km lange Brouwersdam (zie Figuur I-12) ligt tussen Goeree en Schouwen-Duiveland en dient ter bescherming van deze eilanden. De noordelijke geul is gesloten met behulp van 12 open constructie-elementen met een lengte van 68,00 m, een breedte van 18,00 m en een hoogte van 16,20 m. Elk constructie-element had 12 doorstroomopeningen van 5,00 m breed waar het water met de getijdenwisseling vrij doorheen kon stromen. Aangezien de sterke golfdeining in het sluitgat de werkbaarheid met de constructie-elementen niet gemakkelijker maakte, werd besloten een zo klein mogelijk aantal constructie-elementen met een zo groot mogelijk doorstroomprofiel per constructie-element te maken, zodat er zo weinig mogelijk constructie-elementen afgezonken hoefden te worden. De verhouding B / L = 1 / 4 van de constructie-elementen bleek een zeer gunstige koersstabiliteit te garanderen bij het slepen naar het sluitgat. Alle constructie-elementen werden één voor één naast elkaar afgezonken zodat er een "open dam" ontstond. Aangezien er tussen de constructie-elementen nog wel openingen zaten, omdat ze niet precies tegen elkaar afgezonken konden worden, werden er tussen de constructie-elementen kettingnetten gespannen waartussen grind en stenen zijn gestort. Toen alle constructie-elementen geplaatst waren, werden bij doodtij alle schuiven gesloten. De constructie-elementen zijn gevuld met stortsteen om de stabiliteit te garanderen.

CONSTRUCTIEF SYSTEEM

Onderbouw



Figuur I-13: *Mogelijke constructieve Systemen [Ministry of Transport, Public Works and Water Management; 1994]*

Figuur I-14: *Thames Barrier [National Rivers Authority; 1996]*

De onderbouw van de nieuwe stuw 2 bestaat uit pijlers en drempels. Indien de onderbouw ingedeeld wordt in geprefabriceerde constructie-elementen, zijn er globaal twee constructieve systemen mogelijk (zie Figuur I-13). Bij het eerste systeem vormen de pijlers en drempels stijve U-vormen. Bij het tweede systeem vormen de pijlers en drempels losse constructie-elementen. Voor de Stormvloedkering Oosterschelde is een afweging gemaakt tussen deze twee constructieve systemen. Indien het eerste systeem wordt toegepast, wordt het functioneren van de bewegende delen tussen de pijlers bij ongelijke zettingen in de ondergrond en/of fundering gegarandeerd door de stijve u-vorm. Indien het tweede systeem wordt toegepast, kan het functioneren van de bewegende delen tussen de pijlers bij ongelijke zettingen in de ondergrond en/of fundering verhinderd worden. Het eerste systeem verdiende de voorkeur indien er alleen gekeken zou worden naar scheefstand van de constructie-elementen door ongelijke zettingen in de ondergrond en/of fundering. Bij de Stormvloedkering Oosterschelde is echter voor het tweede systeem gekozen. Bij toepassing van het tweede systeem was de reductie van het doorstroomprofiel (de pijlers worden immers eerst afgezonken) minder groot dan bij het eerste systeem. Om de neveneffecten van reductie van het doorstroomprofiel te beperken, diende het sluitgat bij toepassing van het eerste systeem daarom groter te zijn. Dit zou hogere kosten met zich meegebracht hebben. Daarnaast bood toepassing van het tweede systeem de grootste kans om binnen het budget te blijven

en op tijd klaar te zijn. Bij de Thames Barrier (Londen, Engeland) (zie Figuur I-14) is eveneens voor het tweede systeem gekozen. De Thames Barrier heeft 9 pijlers en twee landhoofden die horizontaal belast worden. Er zijn totaal tien openingen. In 6 van deze openingen hangen cirkelsegmentschuiven. De prefab drempels onder de vier breedste schuiven zijn 60 meter lang, 27 m breed en 8,50 m hoog. De drempels werden gebouwd in een bouwdok aan de noordoever. Een ondiepte werd van de Thames gescheiden door een damwand in de bodem van de rivier te slaan. Er ontstond zo een bouwdok van 145 bij 120 m. Na het laten onderlopen van het dok konden de drempels naar de kering gevaren worden. De drempels werden één voor één tussen de pijlers afgezonken. Het afzinken gebeurde door de constructie-elementen te ballasten met water. De constructie-elementen werden op hun posities gehouden door middel van staalkabels.

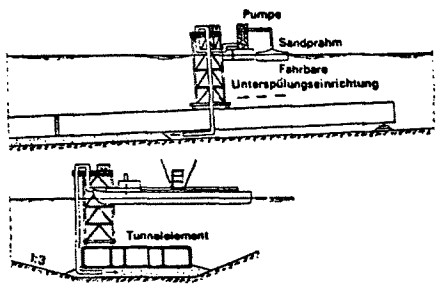
Fundering

Indien de gesteldheid van de ondergrond dit toelaat, moet er in eerste instantie gekeken worden of een fundering op staal mogelijk is. Indien een fundering op staal niet mogelijk is, kan er overgegaan worden naar een fundering op palen, putten of caissons.

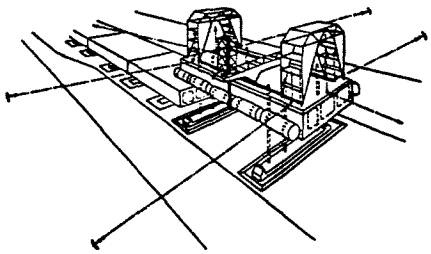
Staal

De onderzijde van constructie-elementen is vlak. De bodem van de waterweg waarop de constructie-elementen geplaatst moeten worden is over het algemeen minder vlak. In het geval van een fundering op staal zal, om de belasting van een constructie-element over te dragen naar de ondergrond en het voorkomen van ongewenste belastingen in het constructie-element als gevolg van het niet vlak zijn van de bodem, er een goede aansluiting gemaakt moeten worden tussen de onderkant van het constructie-element en het funderingsvlak van de bodem van de waterweg.

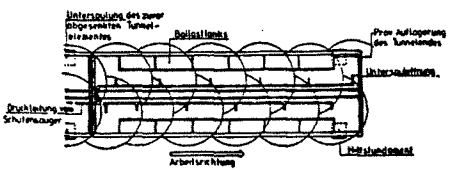
Onderspoelen en Onderstromen



Figuur I-15: *Onderspoelen [Kretschmer; Fliegner; 1987]*



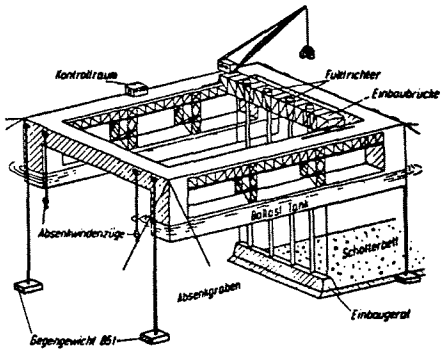
Figuur I-16: *Maastunnel [Kretschmer; Fliegner; 1987]*



Figuur I-17: *Onderstromen [Kretschmer; Fliegner; 1987]*

Onderspoelen (zie Figuur I-15) komt neer op het injecteren van een mengsel van zand en water met behulp van een horizontale buis die in de open ruimte tussen de bodem van een constructie-element en de bodem van de waterweg wordt aangebracht. Er worden twee aanzuigbuizen aan weerszijden van de aanvoerbuis geplaatst om onregelmatig neerslaan van het zand te voorkomen. Er wordt een regelmatig stromingpatroon verkregen zodat er een vast zandpakket wordt afgezet. Het gehele buizensysteem is verplaatsbaar over het dak van het constructie-element, zodat overal zand aangebracht kan worden. De dikte van het zandbed moet ongeveer een meter bedragen. Deze ruimte is noodzakelijk voor het onderspoelen. Nadat de Maastunnel (Rotterdam, Nederland) (zie Figuur I-16) was afgezonken, bleek de toegepaste doorsnede (rechthoekige betonnen doorsnede) veel aantrekkelijker te zijn dan de originele oplossing die bestond uit drie afzonderlijke buizen. Eerder was de belastingafdracht naar de ondergrond een probleem bij één grote doorsnede geweest. Dit is echter opgelost door de ruimte tussen de bodem van de constructie-elementen en de rivierbodem vol te spoelen met een mengsel van water en zand. De waterdichtheid wordt gegarandeerd door een stalen plaat aan de buitenzijde. De Maastunnel vertoont nu nog geen defecten of tekortkomingen. Bij onderstromen (zie Figuur I-17) wordt er een zand-water mengsel door verschillende openingen in de bodem van een constructie-element tussen de bodem van het constructie-element en de bodem van de waterweg gespoten. Het zand zal zich in alle richtingen horizontaal verspreiden. Door afname van de snelheid zal het zand zich uiteindelijk in een cirkelvorm gaan afzetten. Er ontstaat op deze wijze een patroon van "zandpannenkoeken" die samen de fundering vormen.

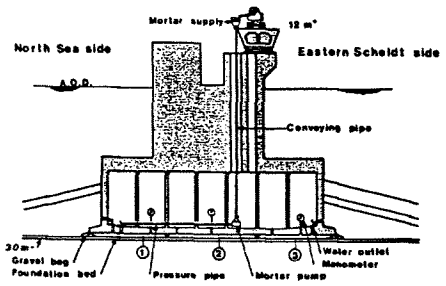
Grind



Figuur I-18: *Vlakke Afwerking Grondslag [Kretschmer; Fliegner; 1987]*

Grondslag kan onder de waterspiegel vlak afgewerkt worden door het afrijden van geschikte materialen (zie Figuur I-18). Het is echter wel lastig. De belastingoverdracht van een constructie-element naar de ondergrond verloopt daarom niet optimaal. De vloer van het constructie-element moet gedimensioneerd worden op plaatselijk hogere belastingen. Dit komt neer op het over-dimensioneren van de hele vloer, omdat het onbekend is waar de hogere belastingen exact op zullen treden. Onder andere de Øresundtunnel (Kopenhagen, Denemarken) en de Tweede Beneluxtunnel (Rotterdam, Nederland) zijn afgezonken op grindribben. Een grind-beton aansluiting levert een hogere wrijvingscoëfficiënt dan een zand-beton aansluiting. De grindribben worden gelegd door een ponton dat op zijn plaats wordt gehouden met behulp van spudpalen aan de korte zijde. Het grind wordt door verticale stortpijp aan de lange zijde van het ponton op de bodem gelegd. De verticale stortpijp kan langs de gehele lange zijde van het ponton heen en weer bewegen. Na iedere grindrib wordt het ponton langs de spudpalen verplaatst, zodat de volgende grindrib gelegd kan worden. Met dit ponton zijn grindribben met een kruinbreedte van 1,65 m gelegd. De kruinen van de grindribben zijn met een tolerantie van +/- 2,50 cm gelegd.

Vaste Punten of Ribben



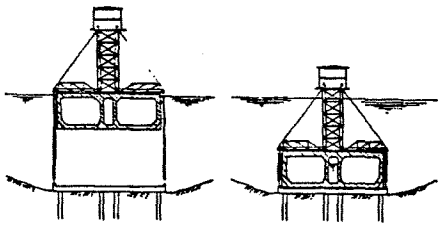
Figuur I-19: *Fundering Pijler Stormvloedkering Oosterschelde [Gerwick; 1986]*

Naast het vlak afwerken van de grondslag kan een constructie-element voorzien worden van een aantal vaste punten of ribben (zie Figuur I-19). Het constructie-element wordt afgezonken op de vaste punten of ribben. De belasting wordt in dit geval alleen afgedragen via de vaste punten of ribben. Het constructie-element moet op deze belastingssituatie worden gedimensioneerd. De holle ruimte tussen de vloer van het constructie-element en de bodem van de waterweg kan daarna gevuld worden met grout. Om te voorkomen dat dit zijdelings wegloopt, zal er aan de zijkanten van het constructie-element een afdichting gemaakt moeten worden. De belastingoverdracht van het constructie-element naar de ondergrond kan nu gespreid plaatsvinden. Het grout wordt pas naderhand ingebracht, omdat het tijdens het afzinken een ongewenste, opwaartse belasting op het constructie-element zou opleveren. Bij de stormvloedkering in de Oosterschelde is op grote schaal prefabricage van constructie-elementen toegepast. De 62 beweegbare schuiven hangen tussen de 65 prefab pijlers. Een pijler is maximaal 38,75 m hoog. Het onderste gedeelte is hol en gevuld met zand om de stabiliteit te garanderen. De pijlers zijn afgezonken door het U-vormige hefschip Ostrea op een van tevoren verdichte bodem die was afgedekt door middel van een aantal matten. De holle ruimte van 70 cm tussen de onderkant van de pijlervloer en de matten is gevuld met grout. De zij-afdichting rond de pijler werd gevormd door een met grind gevulde slang.

Skirts

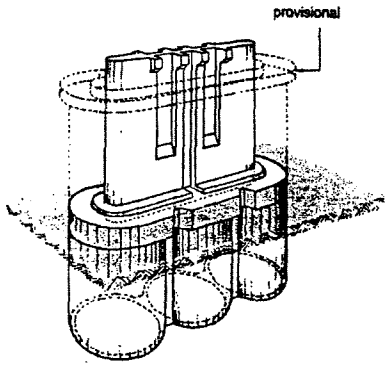
Een constructie-element wordt aan de uiteinden voorzien van stalen damwanden (skirts) van een bepaalde lengte. Men laat het constructie-element zakken tot de skirts aan beide kanten tot in de bodem van de waterweg gedrongen zijn. De holle ruimte tussen de horizontale vloer van het constructie-element en de bodem van de waterweg wordt gevuld met grout. Op deze wijze worden hoge plaatselijke belastingen in het funderingsvlak vermeden. De skirts leveren verder enige veiligheid tegen bodemerosie. Het afschuifvlak wordt verlegd naar de onderzijde van de skirts en de stabiliteit wordt gunstig beïnvloed door het extra gewicht van het grout.

Palen, Putten of Caissons

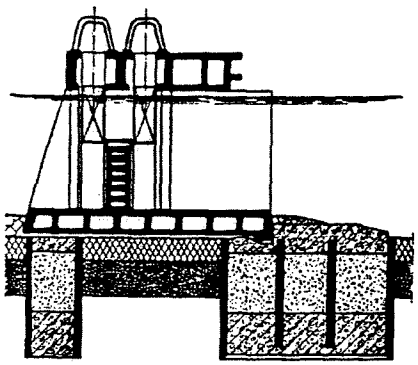


Figuur I-20: *IJtunnel [Stiksma; 1987]*

Voor een fundering op palen, putten of caissons kan een aantal redenen zijn. De stijfheid van de grond kan zodanig variëren dat er grote verschillen in zettingen worden verwacht. Om deze ongelijke zettingen op te vangen kan een fundering op palen, putten of caissons uitkomst bieden. Een andere reden kan zijn dat de draagkracht van de ondergrond niet voldoende is om de belasting van een constructie-element aan te kunnen. Een betonnen afzinktunnel waarbij de draagkracht van de ondergrond niet voldoende is, is de IJtunnel (Amsterdam, Nederland) (zie Figuur I-20). Voor de tunnel werden negen constructie-elementen van 90 m geprefabriceerd in een bouwdok. De constructie-elementen werden stuk voor stuk afgezonken op een paalfundatie. De paalfundatie bestond uit een betonnen plaat (min of meer pneumatisch vervaardigd) die rustte op een paalgroep. De zuidelijke toerit van de IJtunnel in Amsterdam bestaat uit een aantal pneumatisch vervaardigde constructie-elementen. Deze oplossing is gekozen, omdat de weg door de tunnel hier het spooremplacement van Amsterdam CS kruist en afzinken vanwege ruimtegebrek dus zeer moeilijk is. De pijlers van de Stormvloedkering Oosterschelde zijn gefundeerd op verdichte ondergrond. Een fundering op putten (zie Figuur I-21) en een fundering op caissons (zie Figuur I-22) zijn hier in een eerder stadium afgevallen.



Figuur I-21: *Fundering op Putten [Ministry of Transport, Public Works and Water Management; 1994]*

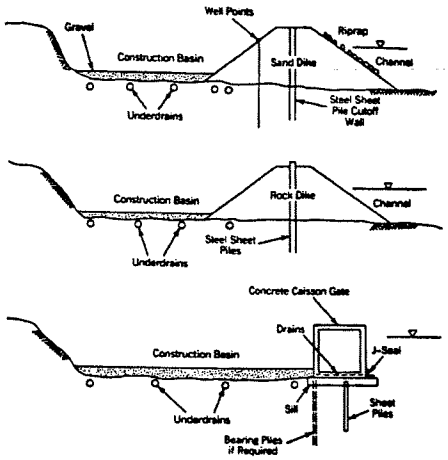


Figuur I-22: *Fundering op Caissons [Ministry of Transport, Public Works and Water Management; 1994]*

UITVOERINGSMETHODE

Bouwlocatie

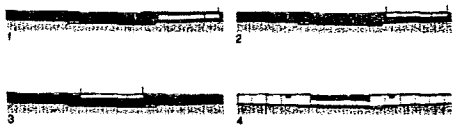
Bouwdok



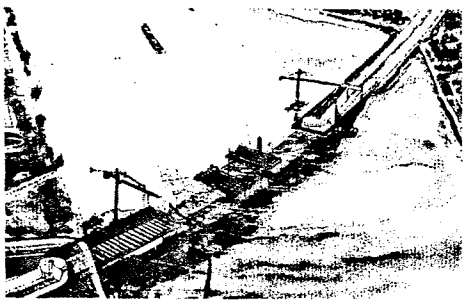
Figuur I-23: *Bouwdoktypen [Gerwick; 1986]*

Bij prefabricage kunnen de constructie-elementen gebouwd worden op een terrein dat in de bouwfase droog gezet en afgesloten wordt van de transportweg. De volgende factoren spelen een belangrijke rol: de locatie van het terrein ten opzichte van de projectlocatie (transportweg), de oppervlakte versus het aantal malen dat het terrein wordt hergebruikt en de dimensies van de constructie-elementen, de locatie (grondslag, bodemniveau en waterscheiding tussen het terrein en de omgeving), het al dan niet gebruiken van een verwijderbare deur naar de transportweg en de toegankelijkheid van het terrein voor personeel en materieel. Indien het repetitie-effect groot is, kan ook worden overwogen om de constructie-elementen in een elementenfabriek te bouwen. Verschillende bouwdokken onderscheiden zich voornamelijk door de manier waarop de werkvloer droog gehouden wordt (zie Figuur I-23). Afhankelijk van het doktype moet er een bepaalde hoeveelheid grond worden verzet. Dat kan op de volgende manieren: verticale dam- of diepwanden tot in een ondoorlatende laag (gecombineerd met drainage of een onderwaterbetonvloer (droogdok)), alleen drainage of een folieconstructie. Bij gebruik van een folieconstructie kan er onderscheid gemaakt worden tussen een hooggelegen bouwdok en een laaggelegen bouwdok. Bij een hoog gelegen bouwdok zal er nog een diepe toegangsgeul gebaggerd moeten worden om de transportweg te bereiken. Tevens zal de dijk om het terrein hoger moeten zijn om voldoende waterdiepte voor het opdrijven van de constructie-elementen te creëren. Bij een havenbassin is het niet nodig om een dijk aan te leggen. De overige aspecten die boven beschreven zijn voor een bouwdok en een droogdok gelden eveneens voor een havenbassin. Indien alle constructie-elementen afgebouwd zijn, worden eerst alle ballasttanks gevuld met water om de constructie-elementen op de bodem van het dok te houden tijdens het inueren. Vervolgens wordt het dok volgepompt met water. Het inueren kan ook gefaseerd plaats vinden door het dok op te delen in meerdere compartimenten. De dokdeur wordt verwijderd en de constructie-elementen kunnen één voor één opdrijven door de ballasttanks te legen. Het vrijboord en de diepgang van het constructie-element kunnen vastgelegd worden door de juiste combinatie te kiezen van dimensies, gewicht en ballast. Hierbij moet rekening gehouden worden met het feit dat het gewicht van het constructie-element, naast het eigen gewicht mede bestaat uit het gewicht voor hulpvoorzieningen en transportmaterieel. Indien alle constructie-elementen het dok hebben verlaten, kan de dokdeur gesloten worden.

Toeritdok



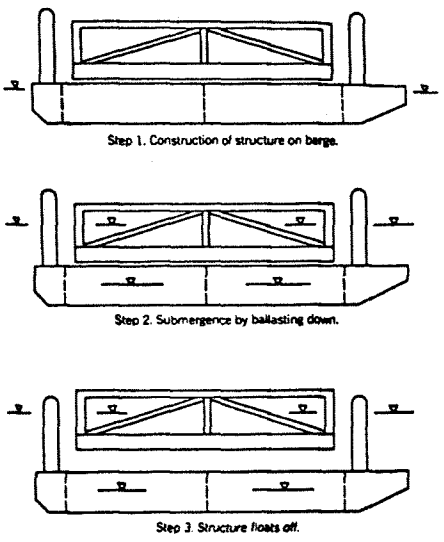
Figuur I-24: *Prinses Margriet Tunnel [Stiksma; 1987]*



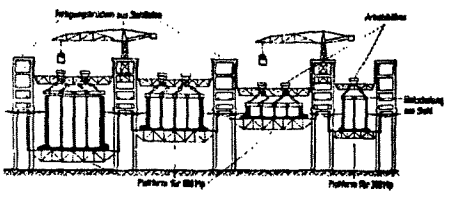
Figuur I-25: *Aanleg Zeeburgertunnel [Stiksma; 1987]*

Indien er geen bestaand bouwdok of locatie voor een nieuw bouwdok beschikbaar is of als de transportweg onoverkomelijke problemen oplevert, kan er gebruik gemaakt worden van een scheepsdok of een toeritdok (zie Figuur I-24). Een toerit van een afzinktunnel kan worden ingericht als tijdelijk bouwdok, zodat de constructie-elementen hierin kunnen worden gebouwd. De constructie-elementen kunnen vanuit het toeritdok op de juiste plaats worden geschoven. Bij de bouw van de Prinses Margriet tunnel (Akkrum, Nederland) is vanwege te verwachten problemen met diepgang en manoeuvreerbaarheid van het constructie-element voor een toeritdok gekozen. In plaats van het constructie-element in een bouwdok te bouwen, is het constructie-element in de toerit gebouwd en hieruit in de juiste positie gevaren. Bij de bouw van het middelste gedeelte van de Zeeburgertunnel (Amsterdam, Nederland) is de toerit ook min of meer als bouwdok gebruikt (zie Figuur I-25). De constructie-elementen zijn stuk voor stuk in het zuidelijke toeritdok gebouwd. Het bouwen in de zuidelijke toerit op zich was lastiger, maar hiermee werd wel een bouwdok "uitgespaard". Ze zijn uit de toerit gevaren om te worden afgezonken op een paalfundatie. Een fundatie op staal was onmogelijk, omdat er al jaren zand was gewonnen op de plaats van de tunnel en de zandbodem dus eenvoudig ontbrak.

Drijvende Bouwlocatie



Figuur I-26: *Opdrijven Constructie-Element vanaf Ponton [Gerwick; 1986]*



Figuur I-27: *Bouwmethode Luchthaven Genua-Sestri [Wolfel; 1965]*

Indien de constructie-elementen via een waterweg getransporteerd worden, kan het zijn dat de diepgang te groot is. Om de diepgang van de constructie-elementen in een gedeelte van de waterweg te verkleinen, kan er slechts een gedeelte van de constructie-elementen op de bouwlocatie gebouwd worden. Het tweede gedeelte van de constructie-elementen kan aan een afbouwsteiger gebouwd worden. Indien het gehele constructie-element drijvend gebouwd wordt, kan er gebruik gemaakt worden van het volgende als bouwlocatie: een drijvend scheepsdok, een omgebouwd bulkschip, drijvende pontons, drijvende bekisting, een drijvende vloerconstructie, de HBG-methode of een al dan niet mobiel drijvend dok. De drijvende dokken leveren tijdens de bouw het positieve drijfvermogen dat het constructie-element nog niet heeft. Naarmate de bouw vordert, krijgt het constructie-element wel positief drijfvermogen in de vorm van lucht in de compartimenten. Nadat de bouw voltooid is, wordt het dok afgezonken en kan het constructie-element opdrijven (zie Figuur I-26)). Na het afzinken van het ponton moet er wel rekening gehouden worden met de diepgang van het constructie-element dat eerst op het ponton stond. Daaronder moet een bepaalde kielspeling aangehouden tussen de vloer van het constructie-element en de bovenkant van het afgezonken ponton. De totale waterdiepte die benodigd is voor deze oplossing leidt vrijwel zeker tot veel baggerwerk (het constructie-element werd immers op het ponton vervoerd vanwege diepgangsproblemen). Transport en opdrijven van de constructie-elementen op deze wijze is relatief eenvoudig. Constructie-elementen kunnen één voor één van de drijvende bouwlocatie opdrijven. De constructie-elementen kunnen drijvend worden opgeslagen. De dimensies van de constructie-elementen zijn gelimiteerd door de grootte van de

drijvende bouwlocatie. Vertraging bij de bouw van één constructie-element levert vertraging voor de volgende constructie-elementen op. Vooral in Spanje en Italië is veelvuldig gebruik gemaakt van drijvende dokken bij de bouw van caissons. Voor de vervaardiging van een schiereiland ten behoeve van de bouw van de luchthaven Genua-Sestri (Genua, Italië) moest een 2800 m lange golfbreker aangelegd worden. Het grondvlak van de hiervoor gebruikte constructie-elementen bedraagt 14,00 * 18,95 m^2. De constructie-elementen zijn 15,50 m hoog. Gezien het aantal constructie-elementen dat hiervoor benodigd was, was de bouw van een drijvende elementenfabriek gerechtvaardigd. De drijvende elementenfabriek bestond uit tussen pylonen beweegbare platformen (zie Figuur I-27). De constructie-elementen konden van bovenaf gebouwd worden en naarmate de bouw vorderde, konden de platformen steeds verder de zee in zakken.

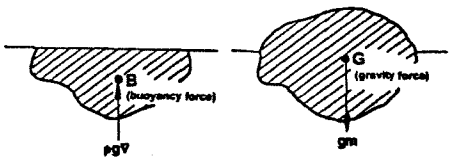
Transport en Afzinken

Bewegingen Constructie-Element in Waterweg

De mogelijke bewegingen van het constructie-element in een waterweg zijn weergegeven in onderstaande tabel.

Bewegingsrichting	Dynamische Beweging	Statische Beweging
x	schrikken (surge)	
y	verzetten (sway)	
z	dompen (heave)	gelijkmatig in- en uittreden (squat)
ϕ (rotatie om x)	slingeren (roll)	hellen (heel)
θ (rotatie om y)	stampen (pitch)	vertrimmen (trim)
ψ (rotatie om z)	gieren (yaw)	

Tabel I-1: *Beweging Constructie-Element in Waterweg [Journee, Massie; 2001]*



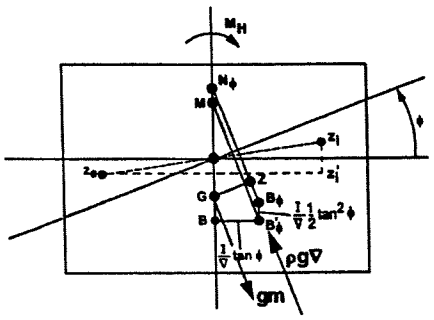
Figuur I-28: *Principe van Archimedes [Journee; Massie; 2001]*

Voor het gedrag van een constructie-element in een rivier is het voldoende om de statische beweging te beschouwen. Dynamische beweging komt aan de orde indien er golven of deining in het spel komen. Constructie-elementen die in een waterweg worden getransporteerd, hebben vaak een zeer groot eigen gewicht. De diepgang van constructie-elementen (eventueel gecombineerd met pontons of speciaal materieel) wordt bepaald door het principe van Archimedes (zie Figuur I-28). In nevenstaande figuur is een constructie-element in evenwicht weergegeven. B is het zwaartepunt van de verplaatste watermassa en G is het zwaartepunt van het constructie-element. Wanneer het constructie-element aan het wateroppervlak drijft, is de opdrijfkracht F_O gelijk aan de gewichtskracht F_Z. In termen van verplaatste watermassa en massa van het constructie-element leidt dit tot:

$$g \cdot m = \rho_W \cdot g \cdot \nabla \qquad (I.18)$$

Hierin is:			
	g	versnelling ten gevolge van de zwaartekracht	(ms^{-2})
	m	massa	(kg)
	ρ_W	massadichtheid water	(kgm^{-3})
	∇	volume verplaatste water	(m^3)

Indien de massadichtheid van het water plaatselijk afneemt, moet de verplaatste watermassa toenemen. Dit uit zich in een toename van de diepgang. Met name verschillen in massadichtheid tussen zout en zoet water kunnen evident zijn. De massadichtheid van het water in de transportweg kan variëren met de plaats, diepte, sedimentatie en temperatuur. Een constructie-element is in evenwicht als de resultante van alle krachten en momenten die erop werken gelijk is aan nul. Als er een extern moment op het constructie-element werkt ten gevolge van een kleine verdraaiing, verandert de vorm van het ondergedompelde gedeelte (zie Figuur I-29). Het zwaartepunt van het verplaatste water verschuift van B naar B_ϕ. Voor de statische stabiliteit is de metacentrumhoogte van belang. Voor de statische stabiliteit is het nodig dat het metacentrum boven G ligt. De metacentrumhoogte luidt als volgt:



Figuur I-29: *Krachten op rechthoekig Constructie-Element [Journee; Massie; 2001]*

$$\overline{BM} = \frac{1/12 \cdot L \cdot B^3}{L \cdot B \cdot D} = \frac{I_T}{\nabla} \qquad (I.19)$$

Hierin is:

L	lengte	(m)
B	breedte	(m)
D	diepgang	(m)
I_T	traagheidsmoment	
∇	volume verplaatste water	(m^3)

De plaats van het gecorrigeerd metacentrum N_ϕ kan eenvoudig berekend worden met behulp van de vergelijking van Scribanti. De vergelijking van Scribanti geldt voor $\phi < 10°$ en luidt

$$\overline{BN_\phi} = \overline{BM} \cdot \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \tan^2\phi\right) \qquad (I.20)$$

Hierin is:

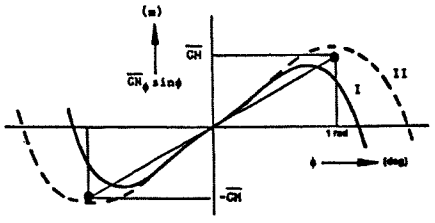
$\overline{BM}$	lijnstuk tussen B en M	(m)
ϕ	rotatie	(rad)

De vergelijking van Scribanti is niet meer geldig als een hoek die eerst ondergedompeld was boven de waterlijn uitkomt of een hoek die eerst boven de waterlijn lag, ondergedompeld wordt. De stabiliserende arm kan uitgeschreven worden als

$$\overline{GZ} = \overline{GN_\phi} \cdot \sin\phi = \left\{\overline{GM} + \overline{MN_\phi}\right\} \cdot \sin\phi \qquad (I.21)$$

Hierin is:

$\overline{GN_\phi}$	lijnstuk tussen G en N_ϕ	(m)
$\overline{GM}$	lijnstuk tussen G en M	(m)
$\overline{MN_\phi}$	lijnstuk tussen M en N_ϕ	(m)
ϕ	rotatie	(rad)



Figuur I-30: *Stabiliteitscurve [Journee; Massie; 2001]*

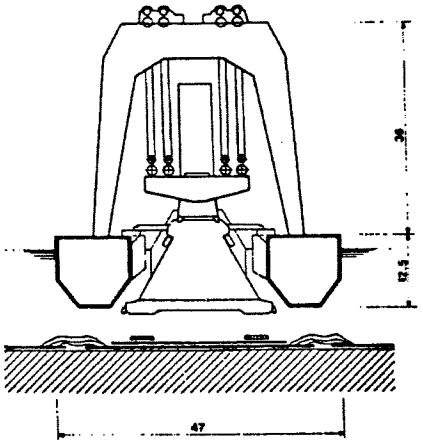
Deze arm bepaald de waarde van het corrigerende moment. Indien de stabiliteit wordt uitgedrukt als functie van ϕ ontstaat de statische stabiliteitscurve of de GZ-curve (zie Figuur I-30). Bij ongeveer 30° in de grafiek komt de stabiliteit in gevaar. Een hoek die eerst boven de waterlijn lag, kan ondergedompeld worden of een ondergedompelde hoek kan boven de waterlijn uitkomen.

Drijfvermogen

Zelfdrijfvermogen

Indien de belastinggevallen in alle levensfases van een constructie-element dat toelaten, is gebruik maken van het zelfdrijvend vermogen tijdens drijvend transport van het constructie-element de simpelste oplossing. Een afzonderlijk constructie-element kan volledig worden afgebouwd op de bouwlocatie. Constructie-elementen van betonnen en afzinktunnels worden meestal volledig afgebouwd op de bouwlocatie. Ze worden drijvend vervoerd met een klein vrijboord. De diepgang van constructie-elementen van betonnen afzinktunnels is groot; ongeveer 95% van de uitwendige hoogte. De transportweg legt beperkingen op aan de dimensies van een constructie-element. Constructie-elementen van caissons hebben meestal een grotere uitwendige hoogte dan afzinktunnels. Bij constructie-elementen van caissons ontbreekt het dak tijdens transport. De diepgang is dan ook nog maar ongeveer 50% tot 60% van de uitwendige hoogte. Indien er bij volledig afbouwen op de bouwlocatie problemen optreden met de diepgang zijn er verschillende mogelijkheden om deze te verkleinen. Aanpassingen aan de diepgang kunnen tegenstrijdig zijn met de eisen voor de statische stabiliteit van een constructie-element. Ontwerpaanpassingen kunnen zijn: niet volledig afbouwen, lichter materiaal, baggeren, verhogen waterspiegel, verbreden constructie-element, verzwaren vloer, verlagen zwaartepunt, compartimentering en koppeling.

Gedeeltelijk Zelfdrijfvermogen



Figuur I-31: *Pijlerhefschip Ostrea (Stormvloedkering Oosterschelde) [DOSBOUW; 1987]*

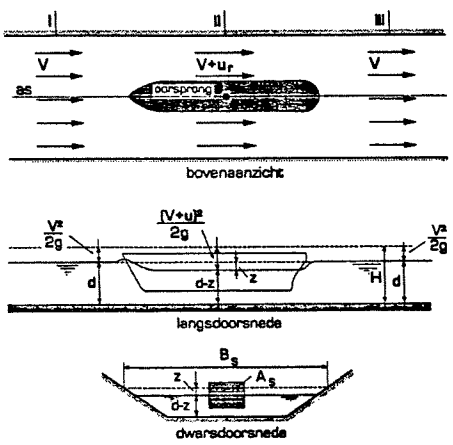
Een andere optie om de diepgang te verkleinen is om pontons aan de zijkanten van een constructie-element aan te brengen. Het drijfvermogen wordt in dit geval vooral in de breedte en/of lengte gezocht. De toename van de oppervlakte boven de waterlijn in de hoogterichting werkt destabiliserend. De toename van de oppervlakte in de breedterichting werkt echter weer stabiliserend, want I_T neemt toe. Deze optie kan een goede combinatie zijn van verkleining van de diepgang en vergroting van de stabiliteit. Het aanbrengen van pontons aan de zijkanten van het constructie-element kan op verschillende methoden gebeuren. Bij het pijlerhefschip Ostrea dat gebruikt is bij de bouw van de stormvloedkering in de Oosterschelde zijn de pontons gekoppeld door een U-vormige hefinstallatie (zie Figuur I-31).

Geen Zelfdrijfvermogen

Een constructie-element kan wegens diepgangsproblemen op een transportponton vervoerd worden. De totale oppervlakte boven de waterlijn neemt toe. De oppervlakte neemt toe in hoogterichting, wat zorgt voor een afname van de stabiliteit. Dit moet gecompenseerd worden door toename van de stabiliteit in de breedte- en lengterichting (om I_T te laten toenemen). Kortom: Het ponton moet dusdanig breed en lang zijn dat de stabiliteit van het gehele systeem gewaarborgd blijft. Voordat men kan beginnen met het afzinken moet het constructie-element van het ponton af. Dat kan door het ponton af te zinken op de bodem van de waterweg. Een andere mogelijkheid is om het constructie-element op de projectlocatie van het ponton te tillen met behulp van een drijvende bok en op de juiste plaats te afzinken.

Waterbeweging rond Constructie-Element

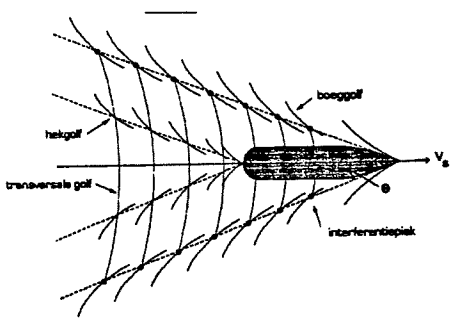
Primaire Waterbeweging



Figuur I-32: *Primaire Waterbeweging [d'Angremond et al.; 1998]*

Een constructie-element verplaatst water terwijl het zich voortbeweegt in een waterweg. De hoeveelheid verplaatst water aan de "boeg" moet gelijk zijn aan de hoeveelheid verplaatst water aan de "achtersteven". Deze waterverplaatsing zal een stroming onder en rond het constructie-element introduceren. Deze retourstroming werkt in tegengestelde richting aan de vaarrichting van het constructie-element. Door deze retourstroming zal er rond het constructie-element een daling van de waterspiegel optreden. De retourstroom en de daling van de waterspiegel vormen samen de primaire waterbeweging (zie Figuur I-32). De daling van de waterspiegel moet in het achterhoofd gehouden worden in verband met de totale diepgang. De primaire waterbeweging kan bepaald worden met behulp van de methode van Schijf.

Secundaire Waterbeweging

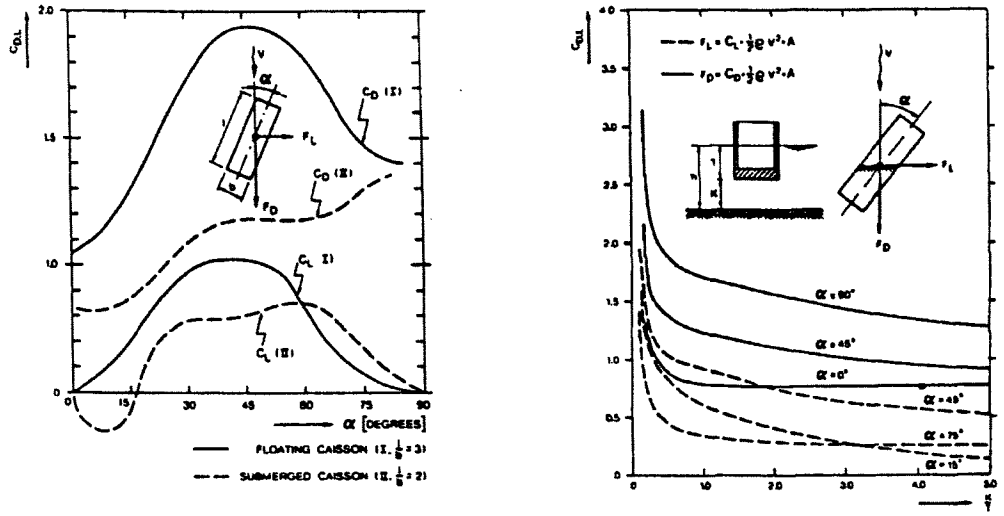


Figuur I-33: *Secundaire Waterbeweging [d'Angremond et al.; 1998]*

De secundaire waterbeweging (zie Figuur I-33) bestaat uit golven die door een constructie-element zelf worden opgewekt. Er worden twee groepen golven gecreëerd: een groep aan de voorkant van het constructie-element en een groep aan de achterkant van het constructie-element. Beide groepen bestaan uit twee golfsystemen: divergerende en transversale golven. De hoogte van deze golven hangt in hoge mate af van de vaarsnelheid. Bij normale snelheid blijven de golven (capillaire golven) kort ten opzichte van de lengte van het constructie-element. Bij groeiende golflengte worden zwaartekrachtsgolven gegenereerd. Deze zijn belangrijk voor navigatie. Een andere belangrijke invloedsparameter is de vormgeving van het constructie-element. De mate van secundaire waterbeweging is in hoge mate afhankelijk van de primaire waterbeweging. Algemeen kan worden gesteld dat de invloed van golven door een varend constructie-element zal afnemen als de retourstroom en de spiegeldaling groter worden. Kleine, snelle constructie-elementen zijn verantwoordelijk voor oevererosie door de secundaire waterbeweging. Grote, langzame constructie-elementen veroorzaken erosie door hun retourstroming.

Weerstand

De waterweg levert weerstand op een constructie-element tijdens drijvend transport. Deze weerstand kan bestaan uit het verschil in hydrostatische druk dat het constructie-element als gevolg van de spiegeldaling moet overwinnen, wrijving langs het natte oppervlak en weerstand door de vormgeving van het constructie-element. De te transporteren constructie-elementen zijn over het algemeen erg zwaar. De transportsnelheid is erg laag. De spiegeldaling is dan klein, dus het constructie-element zal nauwelijks weerstand als gevolg van hydrostatische druk moeten overwinnen. De wrijving langs het natte oppervlak van het constructie-element is te verwaarlozen ten opzichte van de weerstand door de vormgeving van het constructie-element. De weerstand door de vormgeving van het constructie-element wordt vertaald in de weerstandscoëfficiënt C (zie Figuur I-34).



Figuur I-34: *Weerstandscoëfficiënten Constructie-Elementen tijdens Afzinken [Huis in 't Veld et al.; 1987]*

In het geval van asymmetrische drukverdeling rond een constructie-element treedt er een stromingskracht loodrecht op de stromingsrichting op. De sleepkracht in de richting van de ongestoorde stroming wordt gedefinieerd als:

$$F_D = 0{,}5 \cdot C_D \cdot A_O \cdot \rho_W \cdot v^2 \qquad (I.22)$$

Hierin is:

C_D	weerstandscoëfficiënt voor de sleepkracht	
A_O	aangestroomd oppervlak	(m^2)
ρ_W	massadichtheid water	(kgm^{-3})
v	relatieve snelheid	(ms^{-1})

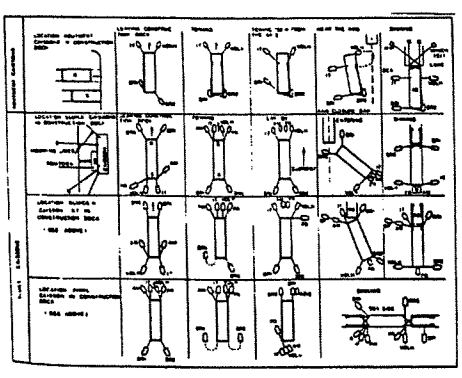
De liftkracht (Engels: lift) in de richting loodrecht op de stromingsrichting wordt gedefinieerd als:

$$F_L = 0{,}5 \cdot C_L \cdot A_O \cdot \rho_W \cdot v^2 \qquad (I.23)$$

Hierin is:

C_L	weerstandscoëfficiënt voor de liftkracht	
A_O	aangestroomd oppervlak	(m^2)
ρ_W	massadichtheid water	(kgm^{-3})
v	relatieve snelheid	(ms^{-1})

Sleepboten



Figuur I-35: *Sleepbootconfiguratie Caissonsluiting Brouwersdam [Huis in 't Veld et al.; 1978]*

Het benodigde aantal sleepboten om constructie-elementen te transporteren en te manoeuvreren (zie Figuur I-35) wordt bepaald door de weerstand van de waterweg en versnellingen en vertragingen van een constructie-element. Daarnaast is er vermogen nodig voor het manoeuvreren van de constructie-elementen in de waterweg. Als het constructie-element tegen de stroming in getransporteerd moet worden, is de manoeuvreerbaarheid goed. Als het constructie-element met de stroming mee getransporteerd wordt treden er wat meer problemen op. Stopafstanden worden groter en de manoeuvreerbaarheid wordt minder. Voor noodgevallen moet er eveneens extra vermogen aanwezig zijn. Het benodigde vermogen kan geleverd worden door sleepboten. Dit is echter sterk afhankelijk van de configuratie van de sleepboten

rondom het constructie-element (als de sleepboot dicht bij het constructie-element ligt en zijn schroefstraal het constructie-element 'raakt', neemt het rendement sterk af), de eigenschappen van de sleepboot en zijn aandrijving. Is het constructie-element eenmaal op de projectlocatie gekomen dan wordt het constructie-element meestal overgenomen door een plaatselijk kabelsysteem.

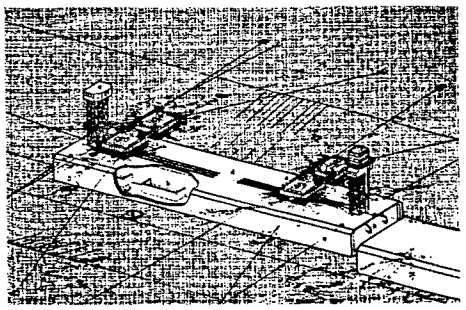
Afzinken

Het afzinken van constructie-elementen is een risicovolle aangelegenheid. Veel werk wordt namelijk onder de waterspiegel verricht. Het is evident dat zo simpel mogelijk gehouden wordt en dat men zoveel mogelijk gebruik maakt van de natuurlijke randvoorwaarde: de waterweg. Het is verstandig om met een overcapaciteit aan materieel en ruime veiligheidmarges te werken. De eerder beschreven beweging, weerstand en traagheid van het constructie-element in de waterweg, de waterbeweging rond het constructie-element, de meteorologische aspecten en scheepvaart spelen bij afzinken eveneens een rol.

Verticale en horizontale Stabiliteit

Het afzinken vraagt om een grote nauwkeurigheid in horizontale en verticale richting. Een constructie-element moet gedurende de gehele procedure in alle richtingen stabiel blijven. Vlak voor het afzinken heeft het constructie-element positief drijfvermogen (zelf drijvend of ontleend aan pontons of speciaal materieel). Het afzinken in verticale richting kan bij zelfdrijvende constructie-elementen geschieden door het aanbrengen van ballast. In feite krijgt het constructie-element dan negatief drijfvermogen. Water is een uitermate geschikt ballastmateriaal, omdat het snel kan worden ingelaten en uitgelaten. Hiermee wordt de duur van de operatie bekort en hinder voor de scheepvaart beperkt. De tijdelijke waterballast wordt meestal vervangen door definitieve ballast. Indien er extra drijfvermogen in de vorm van pontons of speciaal materieel aanwezig is, kan het constructie-element worden afgelierd ten opzichte van de pontons of het speciale materieel. Ook nu kan er nog ballast nodig zijn om het negatieve drijfvermogen te vergroten. Er zijn zeer veel mogelijkheden voor het afzinken in horizontale richting. De positionering in horizontale richting wordt meestal verzorgd door een systeem van verhaalkabels.

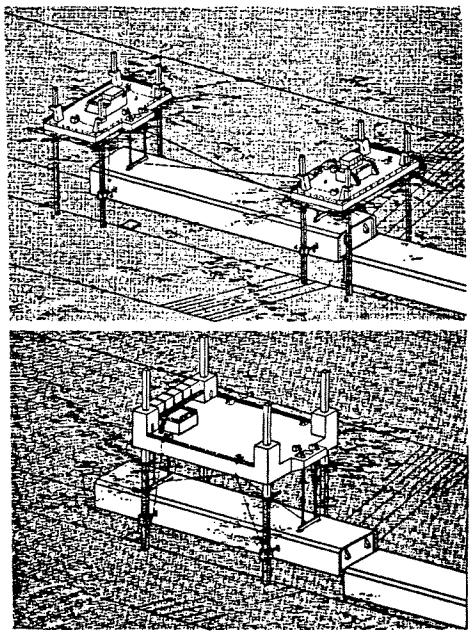
Richttorens, Pontons en Verhaalkabels



Figuur I-36: *Afzinken met Richttorens, Pontons en Verhaalkabels [KIVI Tunneling Section; 1978]*

Het materieel bestaat uit stalen richttorens en schachten, die zo hoog zijn, dat zij ook na het afzinken boven water uitsteken (zie Figuur I-36). De richttorens worden gebruikt om de positie van het constructie-element tijdens het afzinken nauwkeurig te kunnen bepalen, de schachten om het inwendige van het constructie-element te kunnen bereiken voor het bedienen van pompen en vijzels. Bij afzinken worden drie vijzels die in een constructie-element ingebouwd zijn op drie tegels op de bodem van de waterweg geplaatst. Met behulp van de vijzels kan de positie van het constructie-element nauwkeurig worden bepaald. Tijdens de stelwerkzaamheden, maar ook gedurende het voorafgaande transport en afzinken geschiedt de maatvoering met behulp van de richttorens. Een extra hulpmiddel is het echolood, dat bij nadering van het kopvlak van het voorgaande constructie-element direct de afstand tot dit kopvlak aangeeft. Hierdoor kunnen ongewenste botsingen en beschadigingen worden voorkomen. De uitrusting bestaat verder uit een aantal pontons op het dak van het constructie-element. Zij worden tijdens het transport gedragen door het constructie-element. De verticale kabels, welke het constructie-element met de pontons verbinden worden geleidelijk afgelierd met behulp van op de pontons geplaatste kabels. Door het verder vullen van de ballasttanks met water zakt het constructie-element. De pontons gaan drijven. Tijdens het afzinken is het constructie-element dusdanig geballast, dat de verticale draden strak blijven staan. Zou dit niet gebeuren, dan zou een constructie-element nagenoeg 'zweven' en zou het door turbulentie rondom het constructie-element weer omhoog kunnen komen. Horizontaal wordt de positionering in de hand gehouden door de met het constructie-element verbonden verhaalkabels, welke met behulp van winches kunnen worden ingenomen of afgelierd. Bij rivier- en getijgebieden zal voor dimensioneren van de verhaalkabels en lieren modelonderzoek nodig zijn om na te gaan hoe groot de stroomkrachten zijn tijdens de positionering.

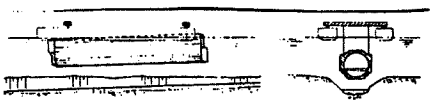
Spudpalen of Hefpontons



Figuur I-37: *Afzinken met Spudpalen of Hefpontons [KIVI Tunneling Section; 1978]*

De verticale positionering bij deze methode komt op hetzelfde neer als bij de hiervoor beschreven methode. Drijvende pontons kunnen op hun plaats worden gehouden door middel van spudpalen of een hefponton (zie Figuur I-37). In beide gevallen zijn niet alleen geen horizontale kabels voor de pontons nodig, maar kunnen ook verhaalkabels van het constructie-element direct bevestigd worden aan de spudpalen, die horizontale krachten kunnen opnemen. Het een en ander betekent een verkorting van de tijdsduur (geen kabels voor de pontons; het uitbrengen van relatief korte verhaalkabels tussen het constructie-element en spudpontons), terwijl een hefponton vooral in aanmerking komt bij golven. Het ponton wordt immers uit het water geheven en vormt van dan een vast punt voor het laten zakken van het constructie-element.

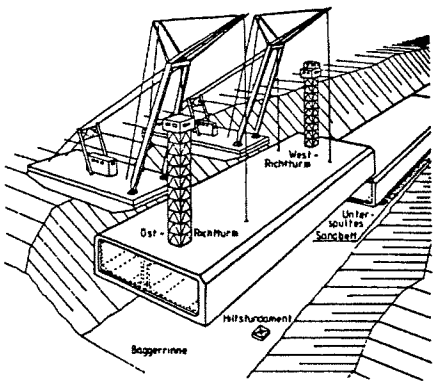
Laybarge



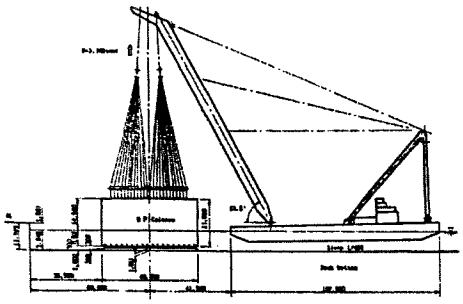
Figuur I-38: *Afzinken met een Laybarge [Kretschmer; Fliegner; 1987]*

Ook bij deze methode worden er richttorens gebruikt om de positie van een constructie-element tijdens de zinkmanoeuvre nauwkeurig te kunnen bepalen. Aan beide zijden van het constructie-element liggen pontons (zie Figuur I-38). Tussen de pontons en het constructie-element moet een bepaalde marge aangehouden worden. Deze pontons worden aan elkaar gekoppeld door middel van twee stalen liggers. Dit geheel wordt een "laybarge" genoemd. Op de twee stalen dwarsliggers zitten vier winches waarlangs verticale lieren bewogen kunnen worden om het constructie-element af te zinken. Vanaf de pontons zijn ook een aantal diagonale lieren geplaatst om het geheel stabiel te houden tijdens het afzinken. Een aantal malen zijn ook kranen op de pontons geplaatst wiens lieren het constructie-element mede stabiel hielden tijdens afzinken. Het ballasten kan op verschillende manieren plaatsvinden. Toegepast zijn het vullen van lege compartimenten met beton en het vullen van een ballastbak boven op de afzinktunnel met stortsteen. De laybarge wordt in positie gehouden door een systeem van verhaalkabels.

Drijvende Bok



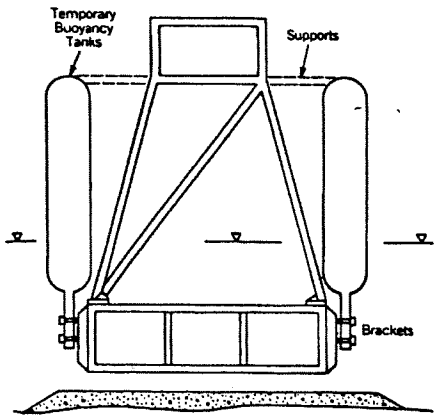
Figuur I-39: *Afzinken met drijvende Bok [Kretschmer; Fliegner; 1987]*



Figuur I-40: *Drijvende Bok [Port & Harbour Research Institute; 1994]*

Constructie-elementen kunnen zeer nauwkeurig afgezonken worden met behulp van een drijvende bok (zie Figuur I-39). Een drijvende bok is in staat om grote constructie-elementen op te tillen en te verplaatsen. De drijvende bok bestaat in principe uit een drijvend ponton met daarop twee armen die door een staalconstructie kunnen worden bewogen. Deze beweegbare staalconstructie kan op veel verschillende manieren worden uitgevoerd. De armen kunnen niet roteren ten opzichte van het ponton. Een constructie-element kan met behulp van staalkabels, die aan de armen verbonden zijn, opgetild worden. De Kurusima Bruggen (Imabari, Japan) zullen in de toekomst het eiland Oshima en de stad Imabari met elkaar verbinden. De totale lengte van de bruggen bedraagt 4,10 km. De overspanningen van de bruggen bedragen respectievelijk 600, 1020 en 1030 m. Voor de fundering van de brugpijler nabij Imabari wordt gevormd door een caisson. Dit caisson met een lengte van 49 m en een breedte en hoogte van 23 m zijn van een drijvend ponton opgetild en op de juiste locatie neergezet door een drijvende bok (zie Figuur I-40).

Stabiliteitstorens

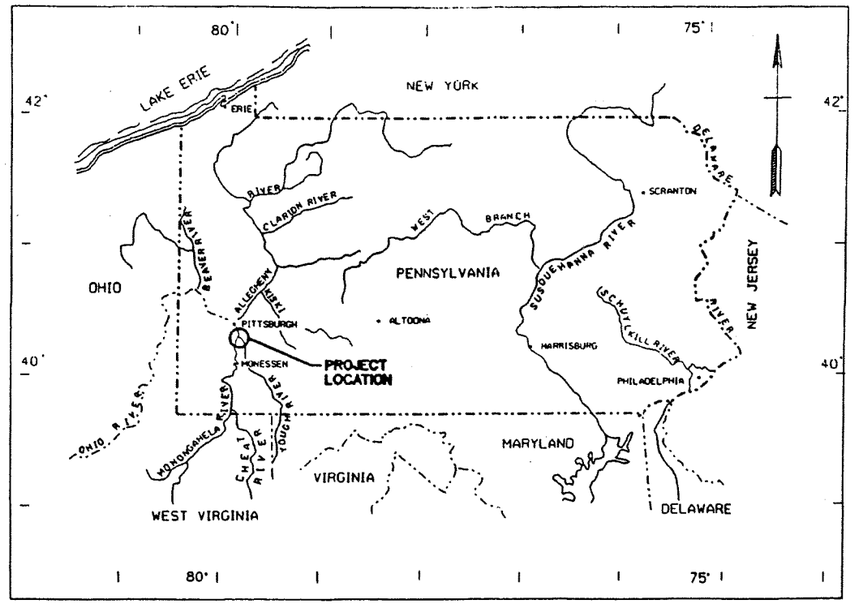


Figuur I-41: *Afzinken met Stabiliteitstorens [Gerwick; 1986]*

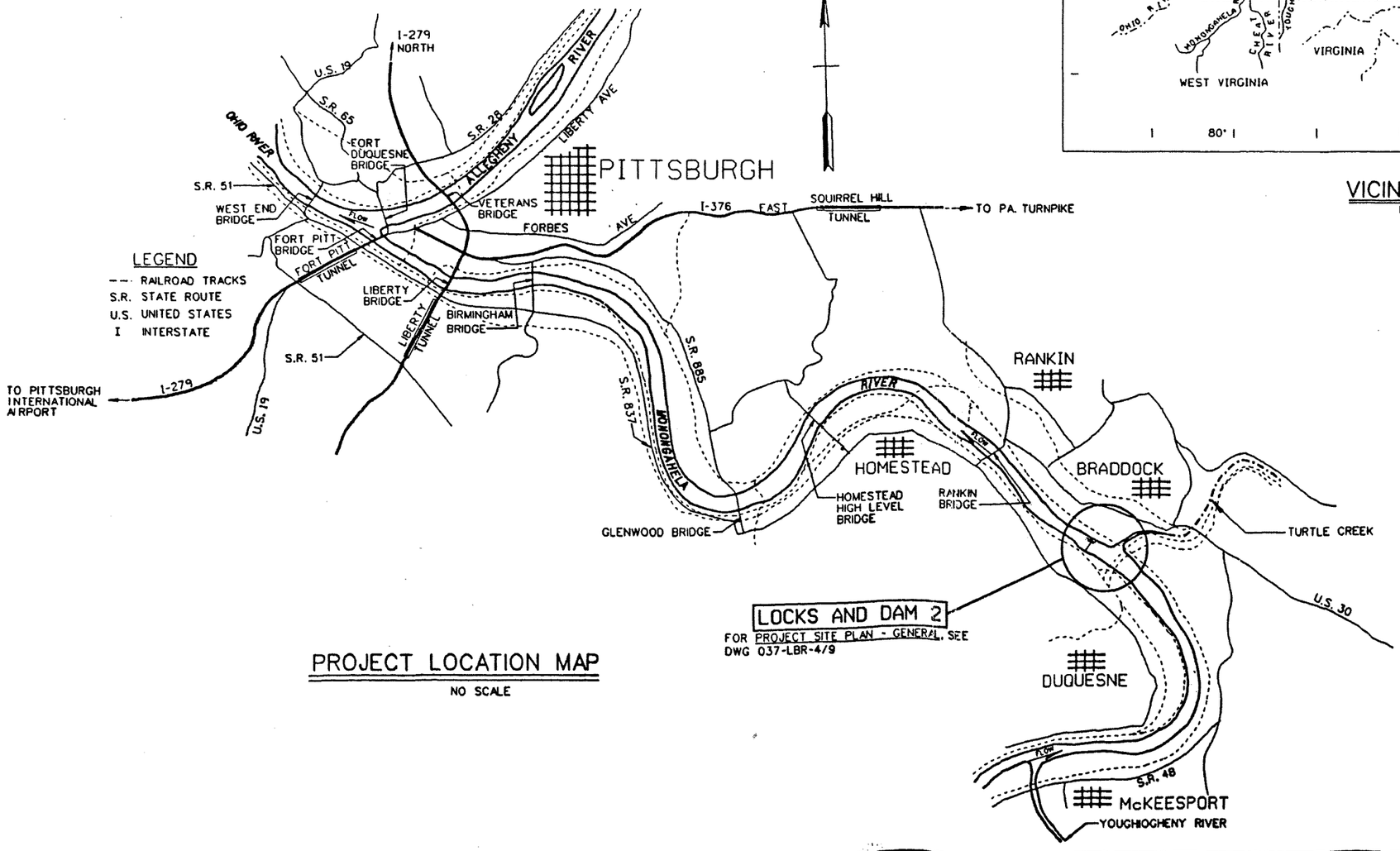
De constructie-elementen worden volledig afgebouwd. De bouwlocatie wordt vervolgens geïnueerd. Een staalconstructie wordt over een constructie-element heen gevaren. De staalconstructie is aan beide zijden voorzien van ballasttanks (zie Figuur I-41). De ballasttanks worden gevuld met water. Het geheel wordt op het constructie-element afgezonken en er aan vast gemaakt. De ballasttanks worden geleegd, zodat het geheel positief drijfvermogen krijgt en vervoerd kan worden naar de projectlocatie. Hier kan het constructie-element op de bodem van de waterweg afgezonken worden door de ballasttanks te vullen met water. Het constructie-element wordt ontkoppeld van de staalconstructie en de ballasttanks. Het geheel wordt tijdens het afzinken op de juiste plaats gehouden door een systeem van verhaalkabels.

BIJLAGE II

Tekeningen USACE [USACE; 1998]



VICINITY MAP
NO SCALE



PROJECT LOCATION MAP
NO SCALE

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ F.E. POZZUTO, ACTING SECTION CHIEF
Drawn by: J. TAYKOSH
Chkd by: JET
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
CE/ROD: DACW59

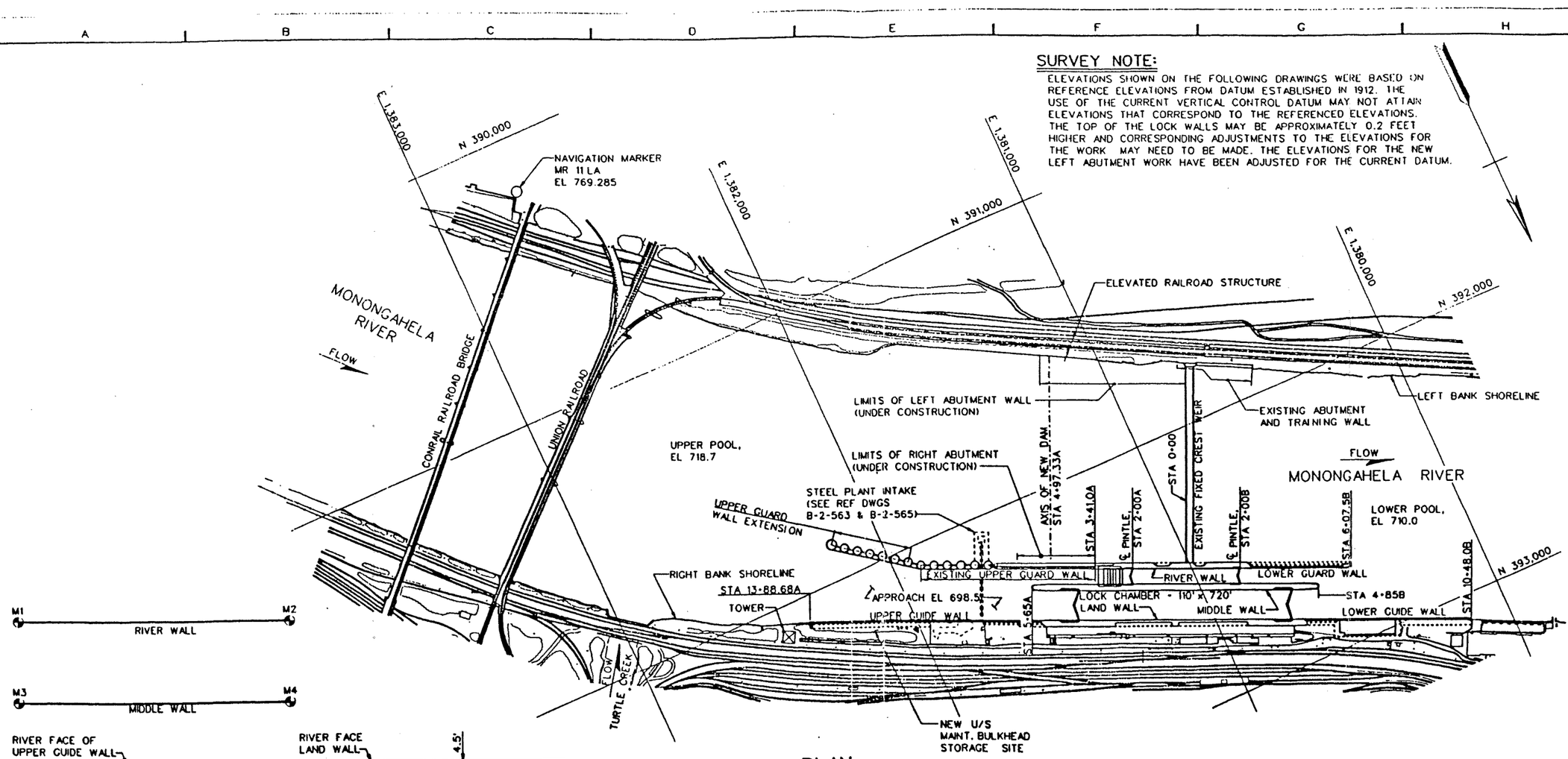
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PROJECT LOCATION AND VICINITY MAP

Drawing Number: 037-LBR-3/1

E:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 3\mbr3001.dgn

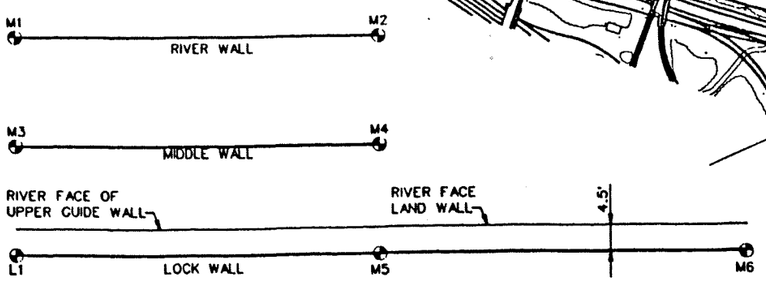
SURVEY NOTE:

ELEVATIONS SHOWN ON THE FOLLOWING DRAWINGS WERE BASED ON REFERENCE ELEVATIONS FROM DATUM ESTABLISHED IN 1912. THE USE OF THE CURRENT VERTICAL CONTROL DATUM MAY NOT ATTAIN ELEVATIONS THAT CORRESPOND TO THE REFERENCED ELEVATIONS. THE TOP OF THE LOCK WALLS MAY BE APPROXIMATELY 0.2 FEET HIGHER AND CORRESPONDING ADJUSTMENTS TO THE ELEVATIONS FOR THE WORK MAY NEED TO BE MADE. THE ELEVATIONS FOR THE NEW LEFT ABUTMENT WORK HAVE BEEN ADJUSTED FOR THE CURRENT DATUM.



PLAN

SCALE: 1"=200'



LOCKWALL BASELINE LAYOUTS

NO SCALE

BASELINE CONTROL POINTS

PNT	PIN TYPE	LOCATION	COORDINATES - NAD 27 NORTH	COORDINATES - NAD 27 EAST	ELEVATION NGVD-29	
M1	USCE DISC	RIVER WALL STA 3+83.69A	-	-	-	
M2	USCE DISC	RIVER WALL STA 4+03.98B	-	-	-	
M3	USCE DISC	MIDDLE WALL STA 3+83.69A	-	-	-	
M4	USCE DISC	MIDDLE WALL STA 4+03.98B	-	-	-	
M5	USCE DISC	LAND WALL UPSTREAM GATE RECESS	-	-	-	
M6	USCE DISC	LAND WALL DOWNSTREAM GATE RECESS	N 392,829.948	E 1,380,730.429	732.768	SEE SURVEY NOTE
L1	BRASS BOLT	UPPER GUIDE WALL	N 392,108.829	E 1,382,345.529	730.790	SEE SURVEY NOTE

GENERAL NOTES:

1. FOR HORIZONTAL AND VERTICAL CONTROL, SEE DWG 037-LBR-11/1.
2. FOR CONTRACTOR'S WORK LIMITS, SEE DWG 037-LBR-4/4 THRU 4/8.

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ F.E. POZZUTO, ACTING SECTION CHIEF — F.E. No.: DACW59
Design by: J. TANKOSH — Date: 2 DEC 98
Drawn by: JET — Checked by: WLA — Revision Date:
Plot Scale: 200.000000\1.000000
Plot Time: 8:42:00 AM
Plot Date: 03-DEC-1998
User: jankosh
Data: I:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 3\mbd003_2.dgn

Symbol	Description	Date	Paper

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
BASELINE CONTROL POINTS PLAN

Drawing Number: 037-LBR-3/2

LEFT BANK HATCH
PLANT AREA

LEFT BANK

FLOW

MATCH LINE DRAWING 037-LBR-4/5

AXIS OF NEW GATED DAM

E 1,380,000

N 382,000

E 1,383,000

LAYDOWN AREA

E 1,382,000

E 1,379,000

MILE 1.1

MONONGAHELA RIVER

LAYDOWN AREA

N 383,000

E 1,381,000

AREA RESERVED TO USX FOR INGRESS AND EGRESS TO BUILDING. SEE ENLARGED AREA AT LEFT AND NOTE 2.

MOT

RIGHT BANK

PUBLIC BOAT LAUNCH

FLOW

USX OFF-LOADING AREA SEE NOTE 1.

N 384,000

250'

LAYDOWN AREA

CONTRACTOR'S WORK LIMITS

60'-0"

25'-0"

AREA ENLARGED

CONTRACTOR'S WORK LIMITS

SCALE: 1"=200'

NOTES:
1. USX WILL RETAIN THE RIGHT TO OCCASIONALLY UNLOAD BARGES FROM THE D/S LAYDOWN AREA. USX WILL BE LIMITED TO NO MORE THAN SIX (6) OCCURRENCES OF FORTY-EIGHT (48) HOURS' DURATION EACH PER CALENDAR YEAR. USX MAY NOT STORE THE OFFLOADED MATERIAL ON THIS SITE. USX SHALL GIVE THE GOVERNMENT AT LEAST FORTY-EIGHT (48) HOURS ADVANCE NOTICE IN WRITING IN ORDER TO EXERCISE THESE RIGHTS.
2. USX WILL RETAIN INGRESS AND EGRESS RIGHTS OVER A PORTION OF TRACT NO. 101. THIS RESERVATION IS TRIANGULAR IN SHAPE AND MEASURES ROUGHLY 25 FT BY 60 FT. THE 25 FT DIMENSION IS MEASURED FROM THE EASTERLY CORNER OF THE BUILDING AND EXTENDS TOWARDS THE RIVER.

CONTRACTOR'S WORK LIMITS

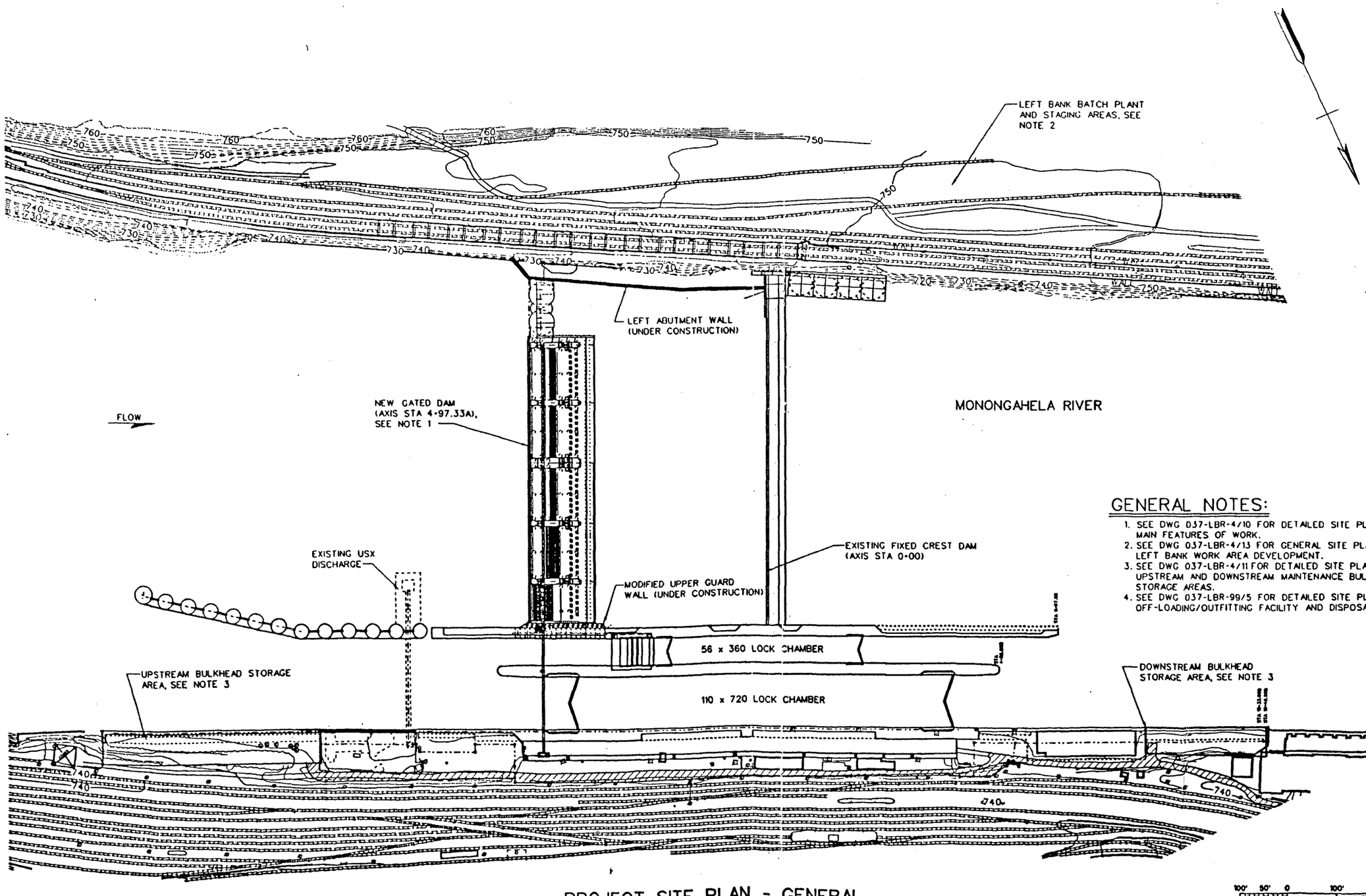
200' 100' 0 200' 400'
SCALE: 1"= 200'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ F.E. POZZUTO, ACTING SECTION CHIEF
Drawn by: J. TANKOSH
Design by: JET
Checked by: WLA
Submission Date: 2 DEC 98
Project No.: DACW59
Sheet 1 of 5

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
CONTRACTOR'S WORK LIMITS
RIGHT BANK

Drawing Number: 037-LBR-4/4



GENERAL NOTES:

1. SEE DWG 037-LBR-4/10 FOR DETAILED SITE PLAN OF MAIN FEATURES OF WORK.
2. SEE DWG 037-LBR-4/13 FOR GENERAL SITE PLAN OF LEFT BANK WORK AREA DEVELOPMENT.
3. SEE DWG 037-LBR-4/11 FOR DETAILED SITE PLANS OF UPSTREAM AND DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEAD STORAGE AREAS.
4. SEE DWG 037-LBR-99/5 FOR DETAILED SITE PLAN OF OFF-LOADING/OUTFITTING FACILITY AND DISPOSAL SITE.

PROJECT SITE PLAN - GENERAL

SCALE: 1"=100'

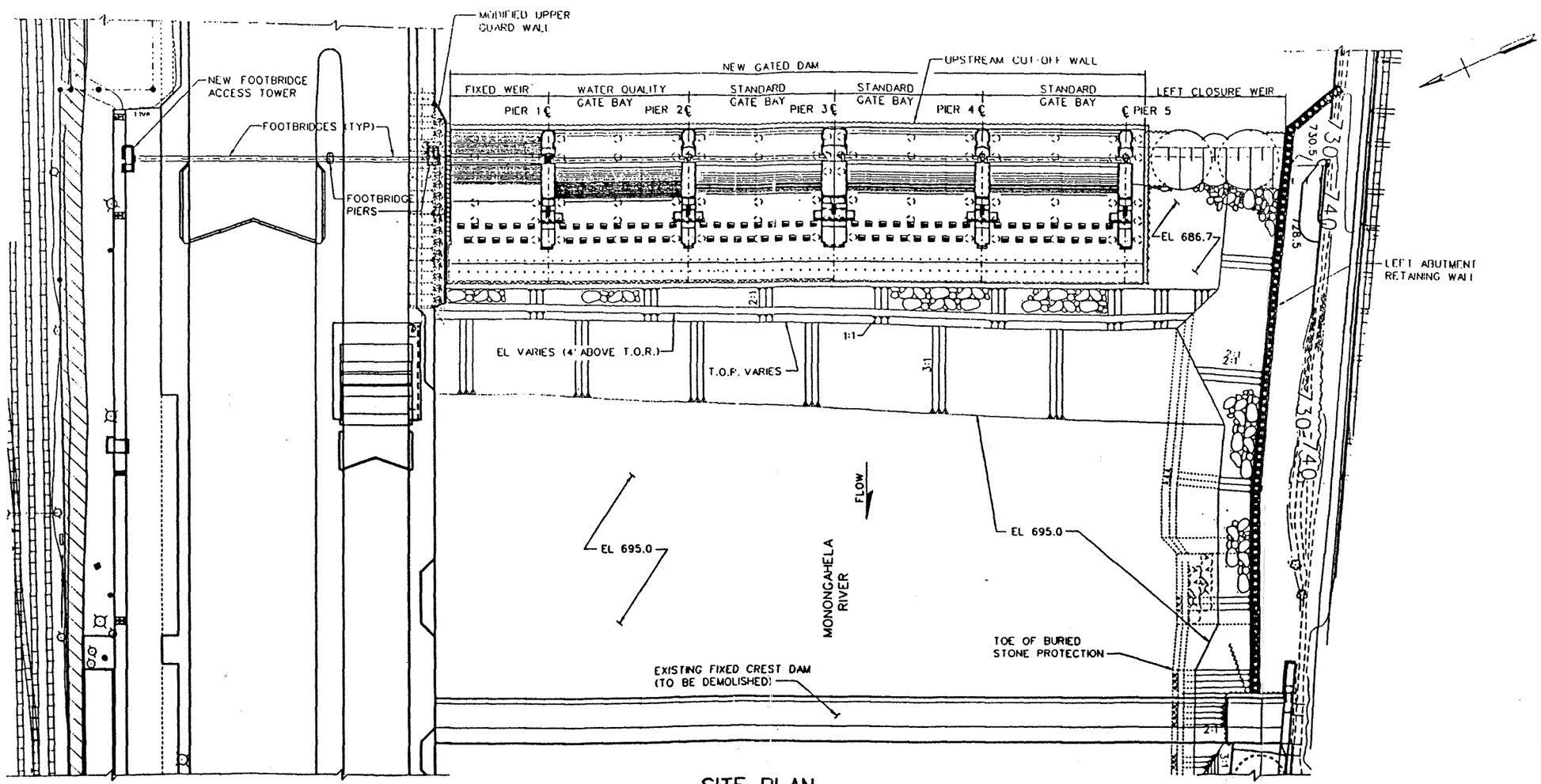
US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ F.E. POZZUTO, ACTING SECTION CHIEF
Design by: J. TANKOSH
Date by: JET
Submission Date: 2 DEC 98
Drawn by: WLA
Division date:
CE No.: DACW59

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PROJECT SITE PLAN - GENERAL

Drawing Number: 037-LBR-4/9

03-DEC-1998 11:58 dam 2 construction-new dam#1.dgn



SITE PLAN

SCALE: 1" = 50'

NOTES:

1. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF THE LEFT ABUTMENT, SEE REFERENCE DRAWINGS.
2. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF MODIFICATIONS TO THE UPPER GUARD WALL, SEE REFERENCE DRAWINGS.
3. FOR HORIZONTAL AND VERTICAL SURVEY CONTROL, SEE DWG SERIES 11.
4. FOR HYDROLOGIC AND HYDRAULIC DATA, SEE DWG SERIES 14.
5. FOR GEOTECHNICAL INFORMATION, SEE DWG SERIES 10.
6. FOR WORK LIMITS, AND TEMPORARY LAYDOWN AND STAGING AREAS, SEE DWGS 037-LBR-4/4 THRU 037-LBR-4/8.
7. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF THE NEW GATED DAM, SEE THE FOLLOWING DWGS:

GENERAL	037-LBR-40/1 TO 40/3
FLOAT-IN SEGMENTS	037-LBR-40/4 TO 40/99
DAM PIERS	037-LBR-40/100 TO 40/129
PIER BUILDINGS	037-LBR-41/1 TO 41/13
STILLING BASIN	037-LBR-61/1 TO 61/14
LEFT CLOSURE WEIR	037-LBR-40/139 TO 40/144
RIGHT CLOSURE	037-LBR-40/148 TO 40/149
DAM FOOTBRIDGES	037-LBR-53/1 TO 53/6
FOOTBRIDGE ACCESS TOWER AND PIERS	037-LBR-20/1 TO 20/13

8. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF THE NEW DAM FOUNDATION SYSTEM, SEE THE FOLLOWING DWGS:

SHEET PILE CUT-OFF WALLS	037-LBR-40/157 TO 40/161
DREDGING	037-LBR-40/150 TO 40/156
CAISSONS	037-LBR-40/162 TO 40/167
UNDERBASE DRAINAGE SYSTEM	037-LBR-40/168 TO 40/169

9. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF TAINTER GATES, SEE THE FOLLOWING DWGS:

TAINTER GATES	037-LBR-48/1 TO 48/23
TRUNNION GIRDERS	037-LBR-48/24 TO 48/40
GATE HOISTS	037-LBR-55/1 TO 55/19
INSTRUMENTATION	037-LBR-88/1 TO 88/7

10. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF MAINTENANCE BULKHEADS, SEE DWGS 037-LBR-58/1 TO 58/19.
11. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF TEMPORARY BULKHEADS FOR FLOAT-IN DAM SEGMENTS, SEE DWGS 037-LBR-93/1 TO 93/10.
12. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF SCOUR PROTECTION, SEE DWGS 037-LBR-40/145 TO 40/147 AND 037-LBR-61/9 TO 61/14.
13. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF ELECTRICAL WORK, SEE DWGS 037-LBR-29/1 TO 29/30 AND 037-LBR-56/1 TO 56/44.
14. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF DISPOSAL OPERATIONS, SEE THE FOLLOWING DWGS:

OFF-LOADING FACILITIES	037-LBR-99/5 TO 99/13
DISPOSAL	037-LBR-99/1 TO 99/4

15. FOR CONSTRUCTION DETAILS OF LEFT BANK WORK AREA DEVELOPMENT, SEE DWGS 037-LBR-94/1 TO 94/23
16. FOR CONSTRUCITON DETAILS OF DEMOLITION OF EXISTING DAM, SEE DWGS 037-LBR-65/14 TO 65/16.

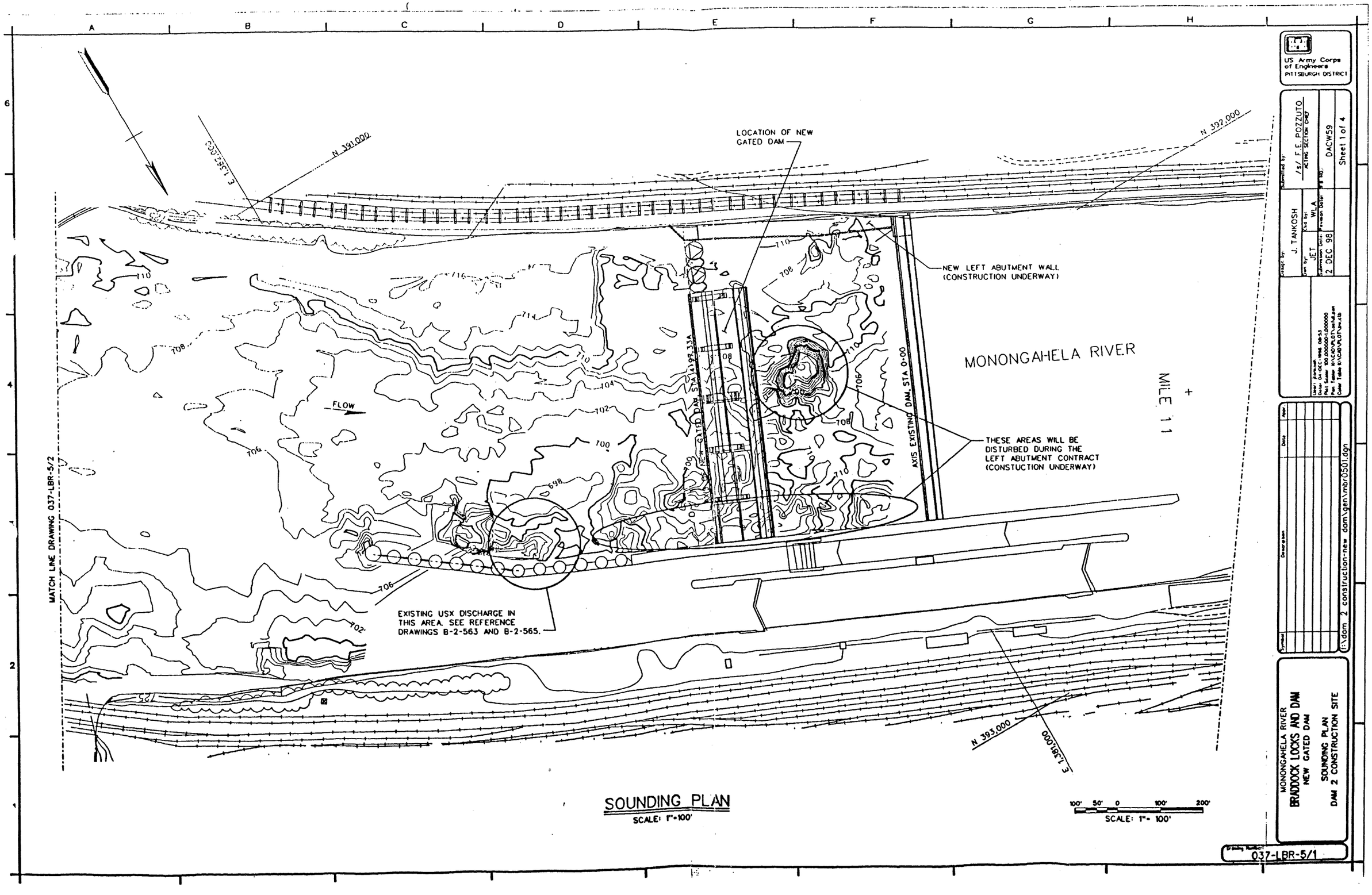
50' 25' 0 50' 100'
SCALE: 1"= 50'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ F.E. POZZUTO, ACTING SECTION CHIEF — File No.: DACW59
Design by: J. TANKOSH — Date by: JET — Drawn by: WLA — Revision Date: 2 DEC 98

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
DETAILED SITE PLAN - DAM
MAIN FEATURES OF WORK

Drawing Number: 037-LBR-4/10



US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ F.E. POZZUTO, ACTING SECTION CHIEF
Drawing No.: DACW59
Sheet 1 of 4

Design by: J. TANKOSH
Drawn by: JET
Submission Date: 2 DEC 98
Checked by: WLA
Revision Date:

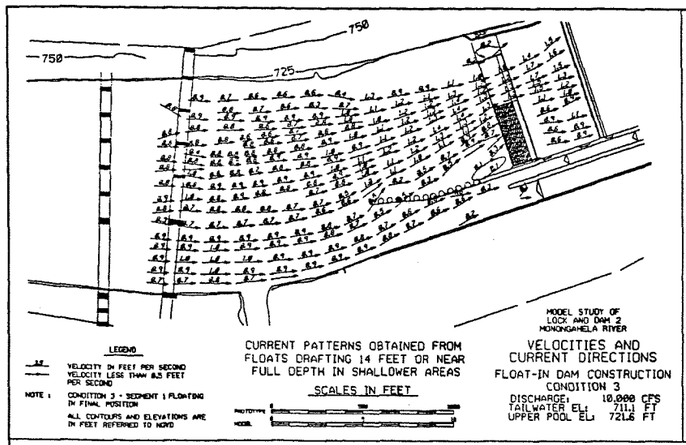
User: jtankosh
Date: 04-DEC-1998 08:53
Project: 0000000000000000
Plot Table: R:\CADD\PLOT\mbr.stb
Color Table: R:\CADD\PLOT\mbr.ctb

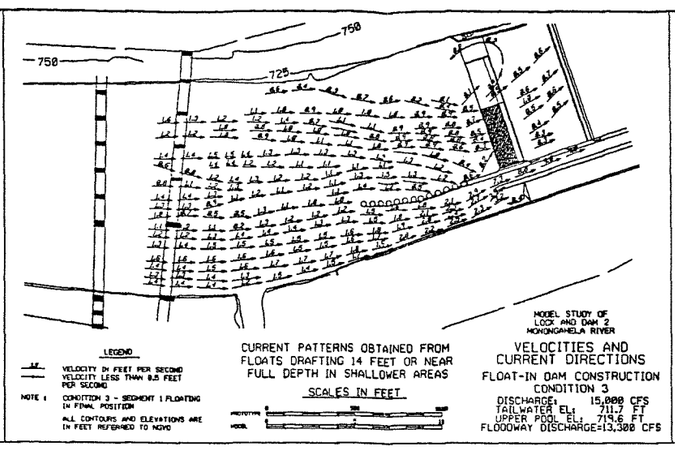
Symbol	Description	Date	Approved

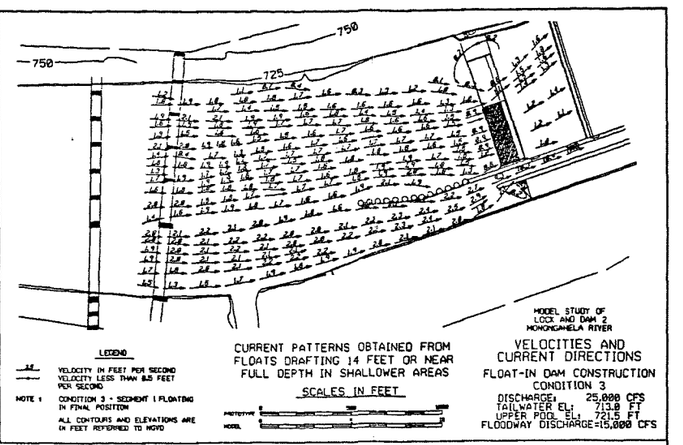
E:\dam 2 construction-new dam\gen\mbr0501.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SOUNDING PLAN
DAM 2 CONSTRUCTION SITE

Drawing Number: 037-LBR-5/1

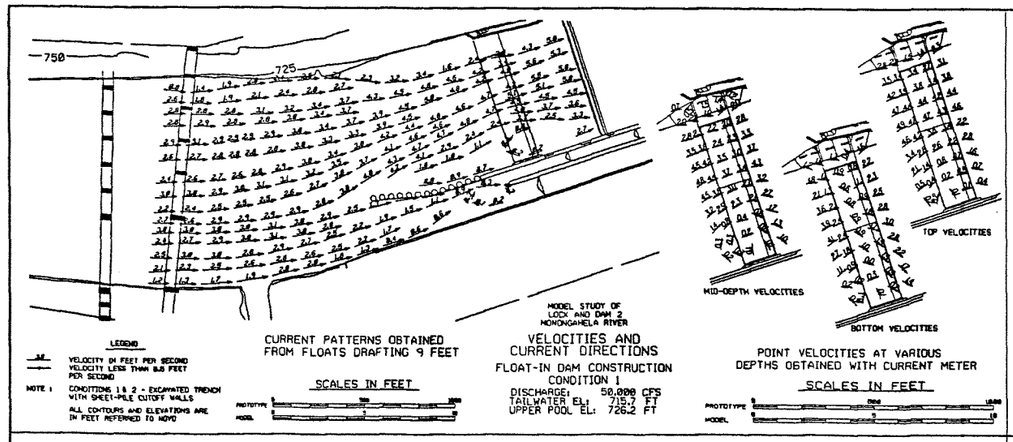


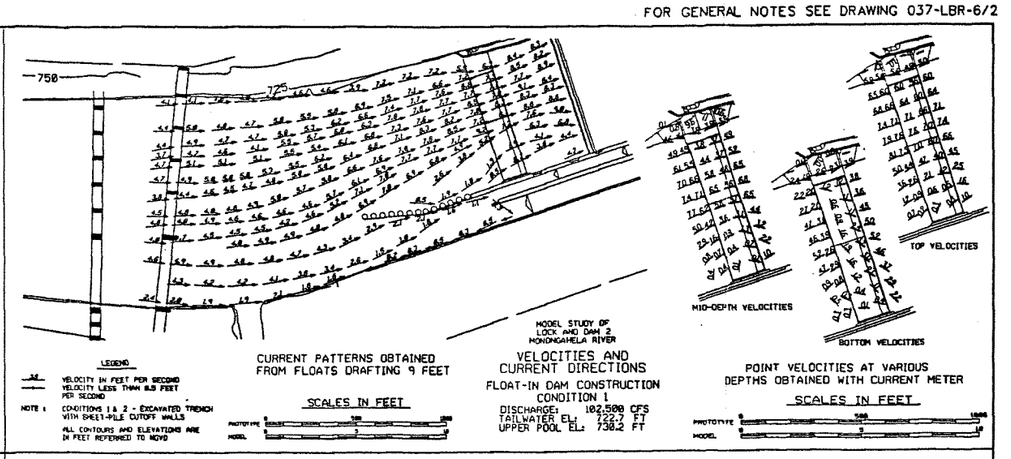


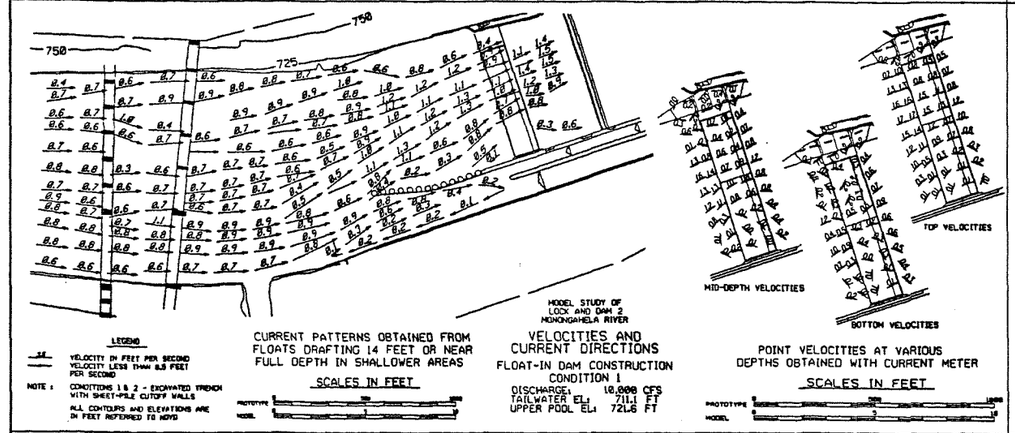


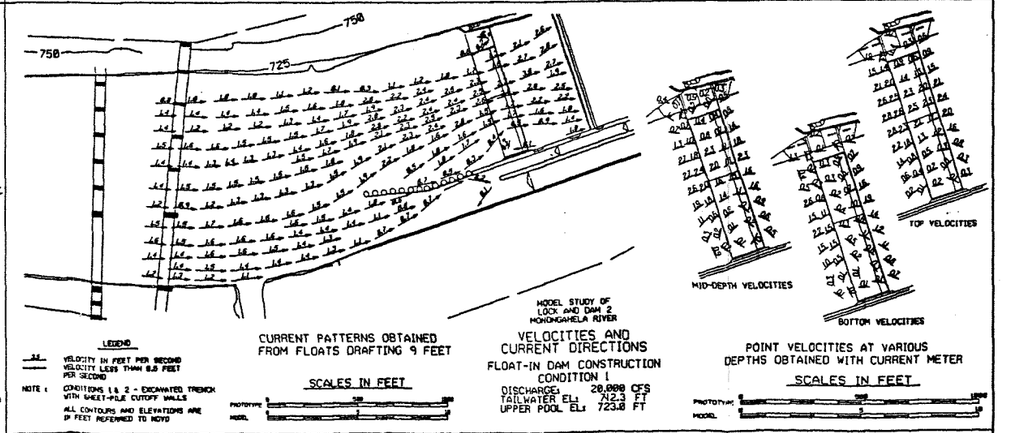
MODEL CONDITION 3 - SEGMENT 1 FLOATING IN FINAL POSITION BEFORE IMMERSION

FOR GENERAL NOTES SEE DRAWING 037-LBR-6/2









MODEL CONDITIONS 1 & 2 - AFTER EXCAVATION AND PLACEMENT OF SHEET PILE WALLS

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ WALTER LEPUT, SECTION CHIEF
Drawn by: R. POVIRK
Chkd by: RP
Designed by: M.Z
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
File No.: DACW59

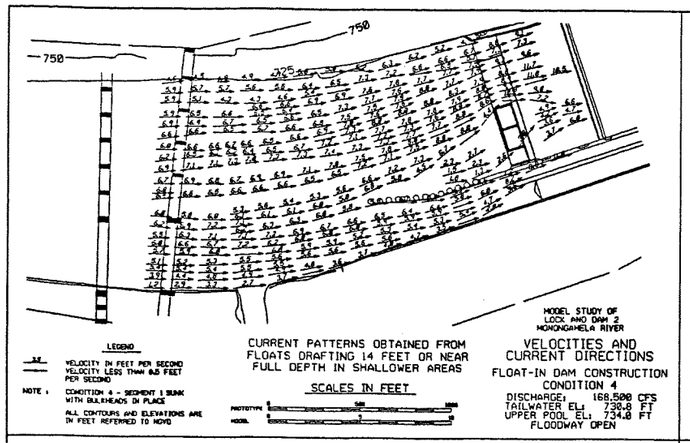
User: rpovirk
Date: 02/DEC/1998 15:55
Plot Scale: 1.00000000\1.00000000
Pen Table: R:\CADD\PLOT\default.pen
Color Table: R:\CADD\PLOT\lbr.ctb

Symbol	Description	Date	Appr.

I:\dam 2 construction-new dam\hh\MBR0601.DGN

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
MODEL STUDIES - VELOCITIES
CONDITIONS 1 & 2 - AFTER EXCAVATION
CONDITION 3 - SEGMENT 1 FLOATING

Drawing Number:
037-LBR-6/1



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

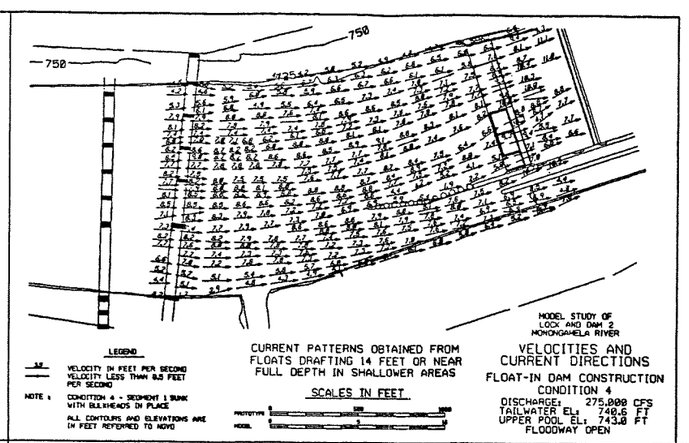
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION CONDITION 4

DISCHARGE: 168,500 CFS
TAILWATER EL: 730.8 FT
UPPER POOL EL: 734.0 FT
FLOODWAY OPEN



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

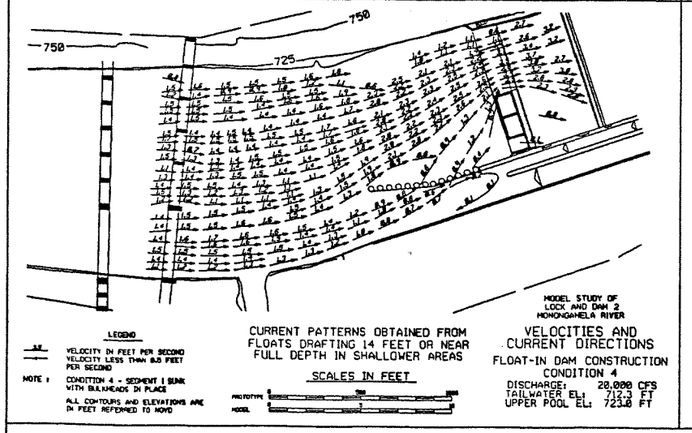
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION CONDITION 4

DISCHARGE: 275,000 CFS
TAILWATER EL: 740.6 FT
UPPER POOL EL: 743.0 FT
FLOODWAY OPEN



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

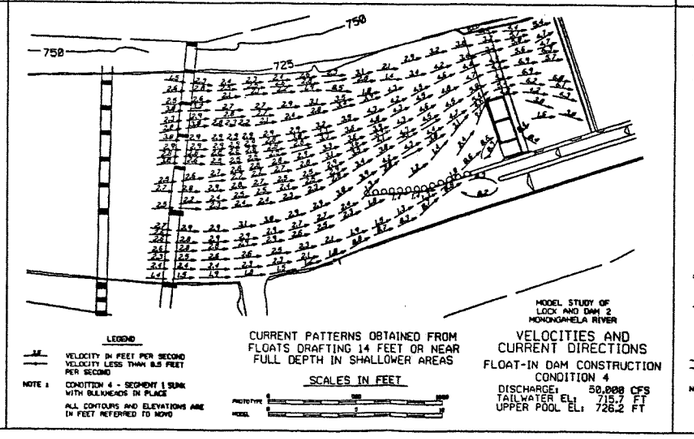
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION CONDITION 4

DISCHARGE: 20,000 CFS
TAILWATER EL: 712.3 FT
UPPER POOL EL: 723.0 FT



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

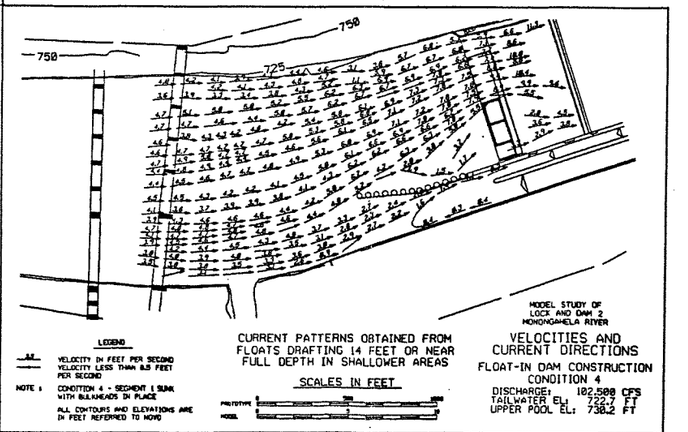
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION CONDITION 4

DISCHARGE: 50,000 CFS
TAILWATER EL: 715.2 FT
UPPER POOL EL: 726.2 FT



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION CONDITION 4

DISCHARGE: 102,500 CFS
TAILWATER EL: 722.7 FT
UPPER POOL EL: 738.2 FT

MODEL CONDITION 4 - SEGMENT 1 SUNK WITH BULKHEADS IN PLACE

GENERAL NOTES:

1. VELOCITIES WERE OBTAINED FROM A 1:100 SCALE MODEL LOCATED AT THE U.S. ARMY WATERWAYS EXPERIMENT STATION IN VICKSBURG, MS.

2. MODEL CONDITIONS WERE SIMILAR BUT NOT NECESSARILY IDENTICAL TO FINAL PROPOSED CONDITIONS IN THE PROTOTYPE.

3. MEASUREMENTS WERE MADE WITH THE MINIMUM LOWER AND UPPER POOL ELEVATIONS FOR A GIVEN FLOW TO OBTAIN THE HIGHEST VELOCITIES. THEREFORE THE LISTED POOL ELEVATIONS MAY BE LOWER THAN THOSE INDICATED ON DRAWINGS 14/7 & 14/14, WHICH REPRESENT AVERAGE CONDITIONS.

4. CERTAIN MEASUREMENTS ARE NOTED TO HAVE BEEN TAKEN WITH THE FLOODWAY OPERATING. USE OF THE FLOODWAY DIVERTS A PORTION OF THE FLOW THROUGH THE SMALL LOCK CHAMBER, RESULTING IN LOWER UPPER POOL ELEVATIONS AND LOWER VELOCITIES IN THE CONSTRUCTION AREA ABOVE THE EXISTING DAM. HOWEVER, FLOODWAY USE IS RESTRICTED, IT WILL NORMALLY BE OPENED WHEN THE FLOW EXCEEDS 80,000-105,000 CFS, AND MAY BE OPENED FOR UP TO 48 HOURS TO FACILITATE IMMERSION OF EACH SEGMENT IF THE FLOW EXCEEDS 12,500 CFS.

5. VELOCITY DATA IS PROVIDED FOR GENERAL INFORMATION ONLY AND SHOULD NOT BE RELIED UPON FOR DETAILED INFORMATION AT SPECIFIC LOCATIONS.

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ WALTER LEPUT, SECTION CHIEF
Design by: R. POVIRK
Drawn by: RP
Checked by: MZ
Submission Date: 2 DEC 98
Plotted: 9 MAY
DACW59

User: rpovirk
Date: 01-DEC-1998 15:56
Plot Scale: 400.000000/1.000000
Pen Table: R:\CAD\R_D\T\sel4.pen
Color Table: R:\CAD\R_D\T\tex.ctb

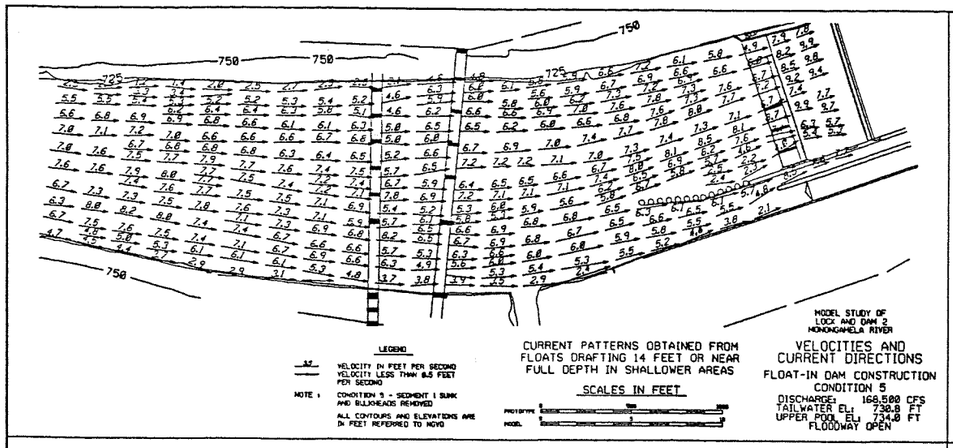
Symbol	Description	Date	Appr.

f:\dam 2 construction-new dam\hh\MBR0602.DGN

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
MODEL VELOCITIES
CONDITION 4 - SEGMENT 1 SUNK WITH BULKHEADS IN PLACE

Drawing Number:
037-LBR-6/2

FOR GENERAL NOTES SEE DRAWING 037-LBR-6/2



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

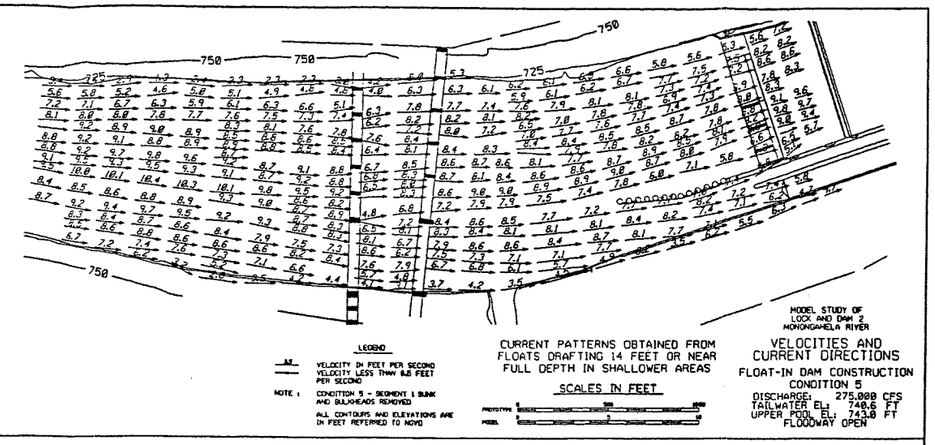
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION
CONDITION 5

DISCHARGE: 168,500 CFS
TAILWATER EL: 730.8 FT
UPPER POOL EL: 734.8 FT
FLOODWAY OPEN



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

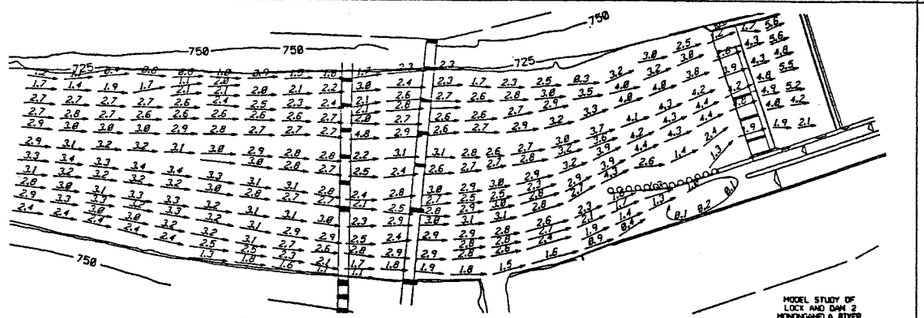
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION
CONDITION 5

DISCHARGE: 275,000 CFS
TAILWATER EL: 740.6 FT
UPPER POOL EL: 743.8 FT
FLOODWAY OPEN



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

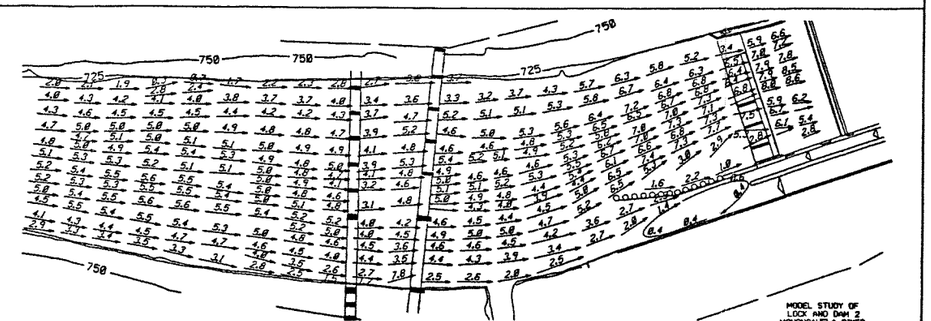
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION
CONDITION 5

DISCHARGE: 50,000 CFS
TAILWATER EL: 715.2 FT
UPPER POOL EL: 726.2 FT



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

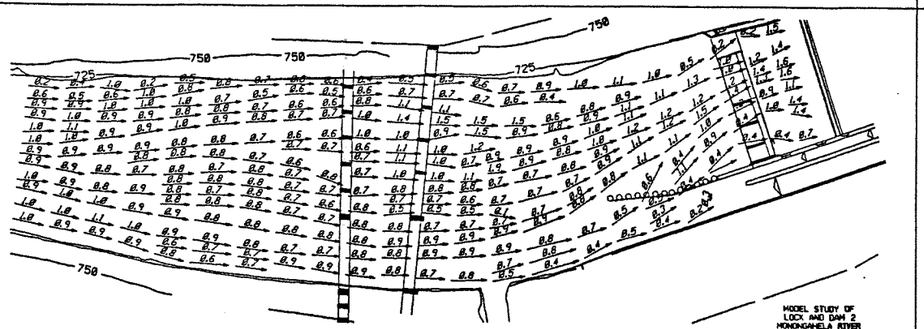
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION
CONDITION 5

DISCHARGE: 102,500 CFS
TAILWATER EL: 722.7 FT
UPPER POOL EL: 730.2 FT



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

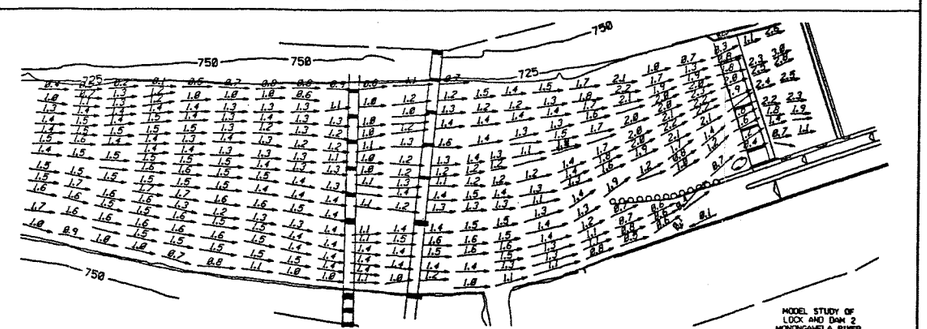
SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION
CONDITION 5

DISCHARGE: 10,000 CFS
TAILWATER EL: 711.1 FT
UPPER POOL EL: 721.6 FT



CURRENT PATTERNS OBTAINED FROM FLOATS DRAFTING 14 FEET OR NEAR FULL DEPTH IN SHALLOWER AREAS

SCALES IN FEET

MODEL STUDY OF LOCK AND DAM 2 MONONGAHELA RIVER

VELOCITIES AND CURRENT DIRECTIONS

FLOAT-IN DAM CONSTRUCTION
CONDITION 5

DISCHARGE: 20,000 CFS
TAILWATER EL: 712.3 FT
UPPER POOL EL: 723.8 FT

MODEL CONDITION 5 - SEGMENT 1 SUNK AND BULKHEADS REMOVED

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ WALTER LEPUT, SECTION CHIEF

Design by: R. POVIRK
Drawn by: RP
Checked by: MZ
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
File No.: DACW59

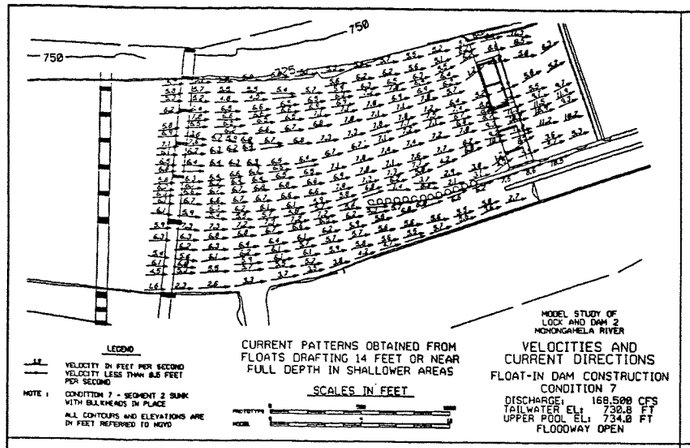
Plot Date: 01-DEC-1998 15:56
Plot Scale: 400.000000%.000000
Plot Offset: 0.000000,0.000000 in
Color Table: N:\CADD\PLOT\hec.ctb

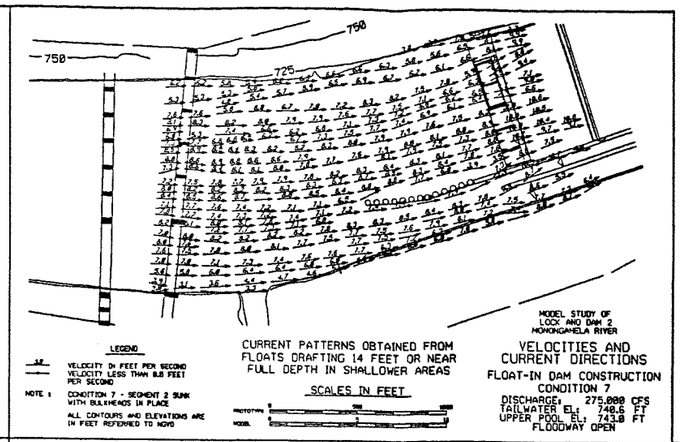
Date | App'r | Description | Symbol

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
MODEL STUDIES - VELOCITIES
CONDITION 5 - SEGMENT 1 SUNK
AND BULKHEADS REMOVED

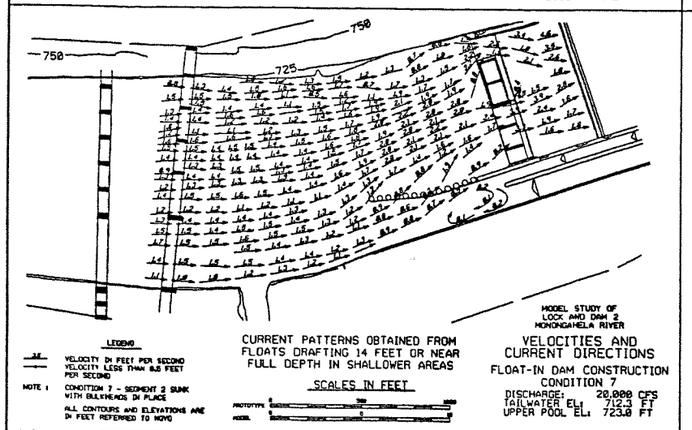
Drawing Number:
037-LBR-6/3

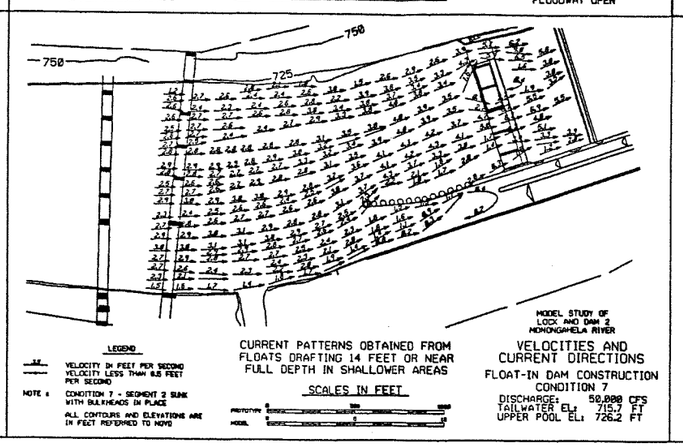
N:\dam 2 construction-new dam\hh\MBR0603.DGN

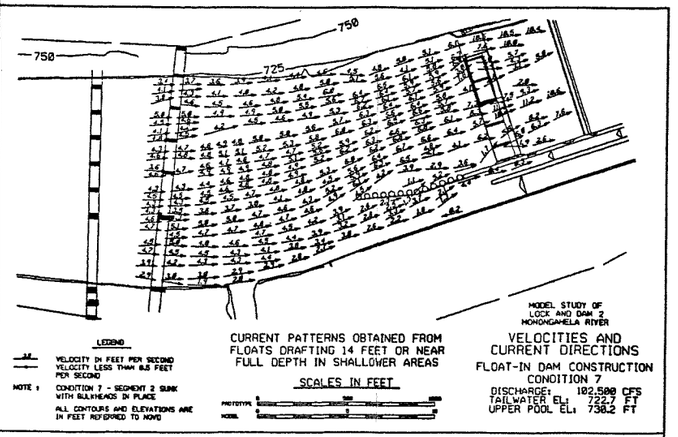




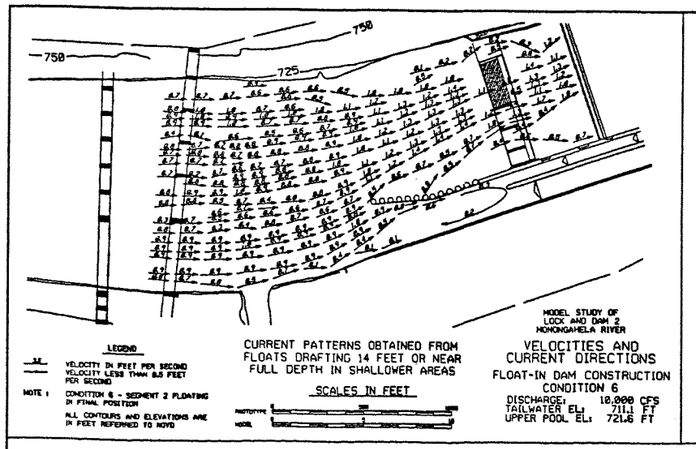
FOR GENERAL NOTES SEE DRAWING 037-LBR-6/2

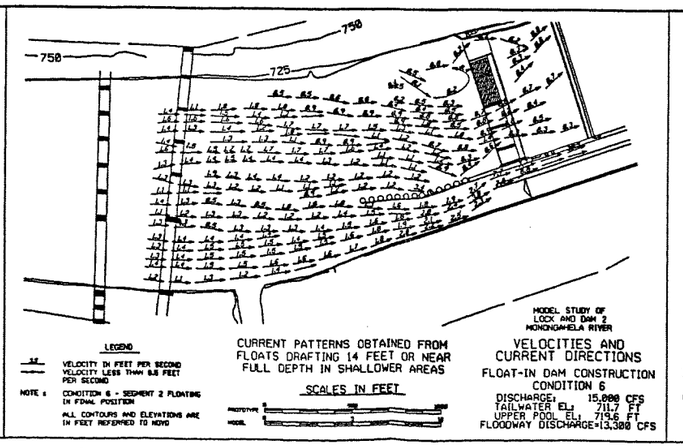


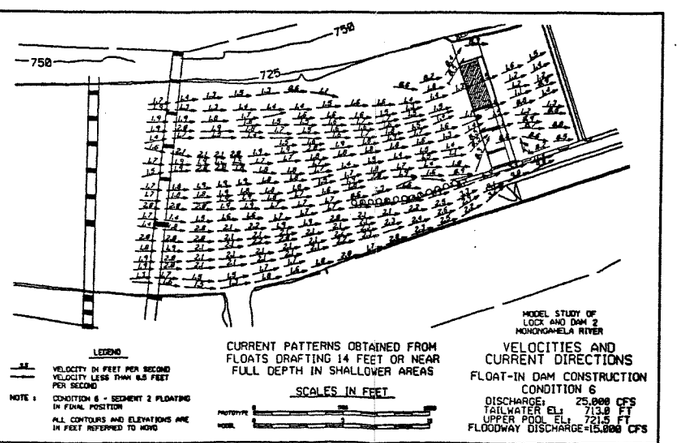




MODEL CONDITION 7 - SEGMENT 2 SUNK WITH BULKHEADS IN PLACE







MODEL CONDITION 6 - SEGMENT 2 FLOATING IN FINAL POSITION BEFORE IMMERSION

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ WALTER LEPUT, SECTION CHIEF
Design by: R. POVIRK
Dwn by: RP
Ckd by: MZ
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
FB NO.: DACW59

User: dpowirk
Plot Date: 2-DEC-1998 15:58
Plot Scale: 400.000000:1.000000
Pen Table: R:\CADD\PLOT\default.pen
Color Table: R:\CADD\PLOT\bw.ctb

Symbol	Description	Date	Appr

I:\dam 2 construction-new dam\hh\MBR0604.DGN

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
MODEL STUDIES - VELOCITIES
CONDITION 6 - SEGMENT 2 FLOATING
CONDITION 7 - SEGMENT 2 SUNK

Drawing Number:
037-LBR-6/4

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
FOUNDATION EXPLORATION
BORING PLAN

037-LBR-10/1

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Drawn by:	Checked by:
P. YESO	/s/ B.H. GREENE P.E.
Date:	Section Chief
2 DEC 98	DACW59
Submission Date:	Permit Date:
P.JY	JFB

Submitted by: P.E. No.: DACW59

Design Memo: 037-LBR-10/1

Drawing Name: g:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 10\mc001.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

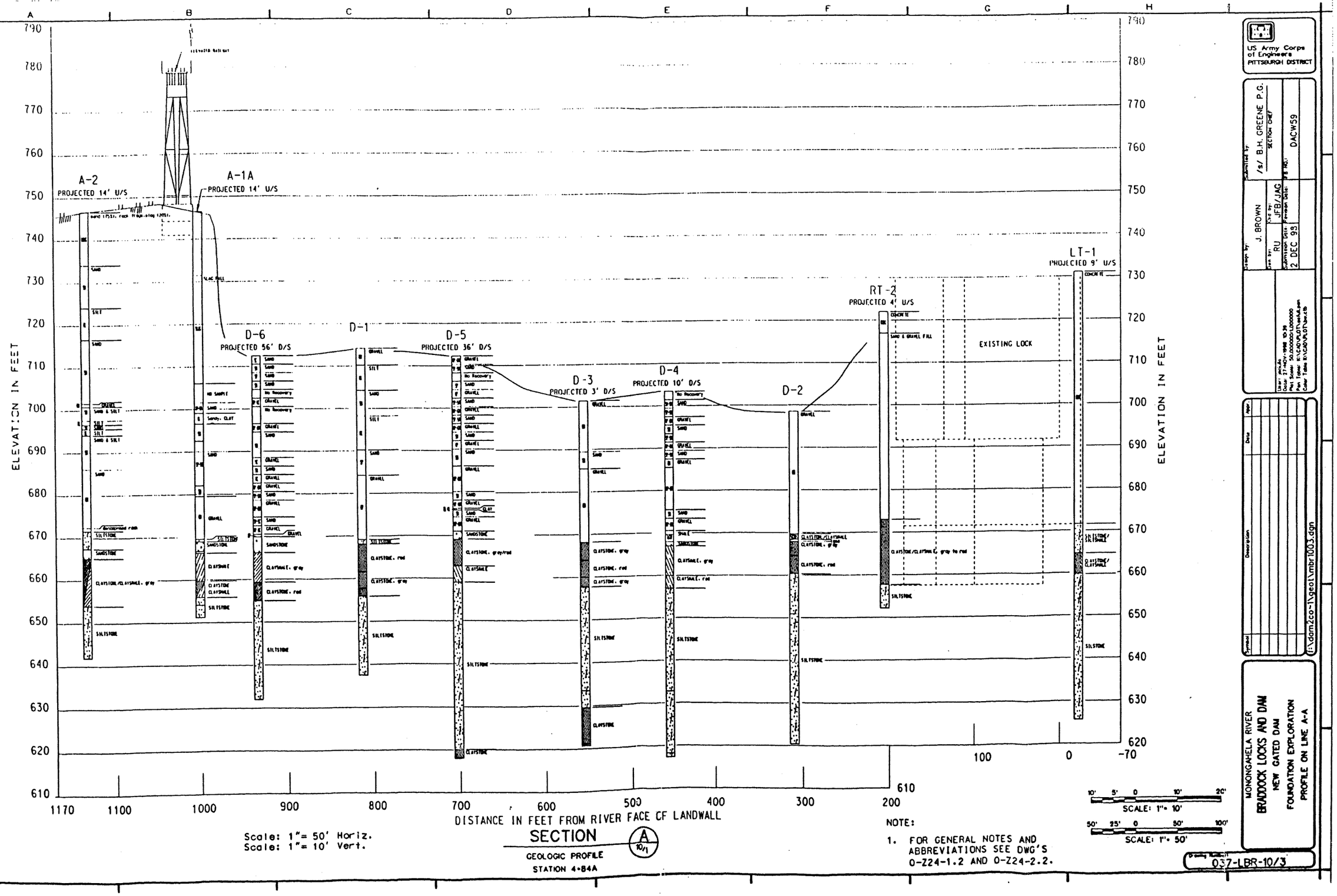
Plot Date: 02-DEC-1998 14:08
Plot Scale: 100.000000:1.000000
Plot Device: HP DesignJet 750C Plus
Color Table: R:\CAD\PLOT\color.ctb
Plot Table: R:\CAD\PLOT\default.pen

g:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 10\mc001.dgn

PLAN
SCALE: 1"=100'

LEGEND:
- 2 INCH BORINGS
- 4 INCH BORINGS

MONONGAHELA RIVER
FLOW



Scale: 1"= 50' Horiz.
Scale: 1"= 10' Vert.

SECTION A (10/1)

GEOLOGIC PROFILE
STATION 4+84A

NOTE:

1. FOR GENERAL NOTES AND ABBREVIATIONS SEE DWG'S 0-Z24-1.2 AND 0-Z24-2.2.

SCALE: 1"= 10'

SCALE: 1"= 50'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ B.H. GREENE P.G. SECTION CHIEF — DACW59

Drawn by: J. BROWN — Date: RU — Chkd by: JFB/JAG — Submission Date: 2 DEC 98

User: jmcAu
Date: 27-NOV-1998 10:39
Plot Scale: 50.000000\1.000000
Pen Table: R:\CAD\CUTTHK.tbl
Color Table: R:\CAD\CUTCOL.tbl

Symbol | Description | Date | App'd

f:\dam2\co-1\geol\mbr1003.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
FOUNDATION EXPLORATION
PROFILE ON LINE A-A

Drawing Number: 037-LBR-10/3

LOCATION	DIRECTION OF HOLE FROM VERTICAL	DATE HOLE STARTED	HOLE NO.	SIZE AND TYPE OF BIT OR SAMPLER
5+04 A 934.0 RW	0°	2 JUNE 92 COMPLETED 5 JUNE 92	D-6	OB-2" SPLIT SPOON 140# HAMMER-30" DROP ROCK-DIAMOND CORE

ELEVATION	DEPTH	LABORATORY DATA WC	LL	PL	MAX SIZE	GRAV	SAND	FINE	BLOWS PER HALF FOOT	LEGEND	CLASSIFICATION OF MATERIALS (Description)	CORE Drilled / Rcvd	BOX OF SAMPLE NO.	REMARKS
712.5	0.0				1"	25	45	30	WOH-1-2 CO	SC	Clayey Gravelly SAND, dark brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, low plasticity.		S-1	TOH
710.5	2.0	38			3/4"	* 21	56	23	6-3-1 CO	SM	Gravelly Silty SAND, brown, fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-2	
708.5	4.0						98	2	4-1-1 CO	SP	SAND, brown, coarse to fine sand, nonplastic.		S-3	
706.5	6.0				3/4"	25	50	25	2-2-4 CO	SM	Silty Gravelly SAND, brown & gray fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic, trm organics.		S-4	
704.5	8.0								3-7-16 CO		No Recovery		S-5	
702.5	10.0	18.2			1"	* 53	37	10	10-13-11 CO	GP-GC	Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, low plasticity.		S-6	
700.5	12.0				1"				18-8-10 CO		No Recovery		S-7	
698.5	14.0								15-8-6 CO				S-8	
696.5	16.0				1.5"	45	45	10	7-8-7 CO	GP-GM	Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-9	
694.5	18.0	18.8			1"	* 23	62	15	4-3-5 CO	SM	Silty Gravelly SAND, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-10	
692.5	20.0				1.5"	40	45	15	5-3-5 CO				S-11	20.0-22.5 Lasky Sample Obtained
690.5	22.0				1"	30	55	10	5-3-4 CO				S-12	
688.5	24.0				1.5"	40	45	15	4-4-5 CO	SC	Clayey Gravelly SAND, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, low plasticity.		S-13	
686.5	26.0					15	65	20	6-4-6 CO	SM	Gravelly Silty SAND, brown, fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-14	27.0-27.5 Lasky Sample Obtained
684.5	28.0				1.5"	50	35	15	7-4-8 CO	GC	Clayey Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, low plasticity.		S-15	
682.5	30.0				1.5"	45	45	10	15-12-12 CO	GP-GM	Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-16	30.0-32.5 Lasky Sample Obtained
680.5	32.0				3/4"	20	70	10	7-8-10 CO	SP-SM	Gravelly SAND, brownish gray, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-17	
678.5	34.0				1.5"	50	40	10	11-10-6 CO	GP-GM	Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-18	
676.5	36.0				1.5"	45	45	10	9-30-20 CO				S-19	
674.5	38.0				1.5"	40	50	10	10-14-11 CO	SP-SC	Gravelly SAND, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, low plasticity.		S-20	
672.5	40.0				1.5"	55	35	10	10-10-6 CO	GP-GC	Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, low plasticity.		S-21	
670.5	42.0				65	33	2		14-50/.1	GP	Sandy GRAVEL, light brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine to medium grained.		S-22	TDR
669.9	42.6										SANDSTONE, light gray, hard, fine to med grained.	RQD 0%	BOX #1	42.6-43.1 Auger ed 43.1-43.7 PAF.smooth-sl rough 43.7-44.1 PAF.-80°-rough 44.1-45.9 VF.wavy-sl rough 45.9-46.1 HAF.irrough
666.4	46.1										CLAYSHALE, soft to moderately hard, light gray, very closely spaced bnf's.			
666.2	46.3											RQD 0%	BOX #2	46.3-47.8 VF.wavy.sm 47.8-48.0 PAF.-smooth 48.0-48.2 PAF.-smooth
662.2	50.3													
661.6	50.9													
659.3	53.2										CLAYSTONE, red, soft, highly fractured and weathered, w/ occasional spin.	RQD 52%	BOX #3	53.7 PAF.-smooth 54.0 PAF.-smooth 54.2 PAF.-smooth 54.6 PAF.-smooth
656.4	56.1													
655.0	57.5										SILTSTONE, light gray, moderately hard, argillaceous, limey nodules, some cross bedding, few thin red seams.			
653.8	58.7											RQD 93%	BOX #4	58.2 PAF.-smooth 58.5 PAF.-smooth 58.7 PAF.-smooth 59.0 PAF.-smooth 59.2 PAF.-smooth
646.4	66.1													
												RQD 98%	BOX #5	
638.8	73.7													
636.4	76.1											RQD 100%	BOX #6	76.4 PLAF.-smooth 76.7 PAF.-smooth 77.1 PAF.-smooth
632.0	80.5													79.9 PLAF.10°-smooth BOH

LOCATION	DIRECTION OF HOLE FROM VERTICAL	DATE HOLE STARTED	HOLE NO.	SIZE AND TYPE OF BIT OR SAMPLER
3+89 A 326.0 RW	0°	1 JULY 92 COMPLETED 2 JULY 92	D-7	OB-2" SPLIT SPOON 140# HAMMER-30" DROP ROCK-DIAMOND CORE

ELEVATION	DEPTH	LABORATORY DATA WC	LL	PL	MAX SIZE	GRAV	SAND	FINE	BLOWS PER HALF FOOT	LEGEND	CLASSIFICATION OF MATERIALS (Description)	CORE Drilled / Rcvd	BOX OF SAMPLE NO.	REMARKS
695.7	0.0				1.5"	33	38	29	WOR-WOR WOH	SC	Clayey Gravelly SAND, brownish gray, coarse to fine subrounded gravel, coarse to fine sand, low plasticity.		S-1	TOH
693.7	2.0	36.5			1.5"	* 33	38	39	WOH-WOH WOH				S-2	
691.7	4.0				1"	35	55	10	3-3-2 CO	SP-SM	Gravelly SAND, dark gray, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-3	
689.7	6.0				1.5"	70	20	10	5-3-5 CO	GP-GM	Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-4	
687.7	8.0	18.9			1"	* 28	59	13	4-3-6 CO	SM	Silty Gravelly SAND, grayish brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-5	
685.7	10.0								7-8-13 CO				S-6	
683.7	12.0	18.8			3/4"	* 29	53	18	9-8-6 CO				S-7	
681.7	14.0				1"	95	35	10	11-15-12 CO	GP-GM	Sandy GRAVEL, brown, coarse to fine subangular gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-8	
679.7	16.0				1.5"	70	20	10	27-18-17 CO				S-9	
677.7	18.0				3/4"	50	40	10	15-14-10 CO				S-10	
675.7	20.0	15.6			1.5"	* 34	47	19	14-19-19 CO	SM	Silty Gravelly SAND, brown, coarse to fine subrounded gravel, coarse to fine sand, nonplastic.		S-11	
673.7	22.0				1"	60	30	10	4-17-50/0	GP-GM	Sandy GRAVEL, brownish gray, coarse to fine subrounded to subangular gravels, coarse to fine sand, nonplastic.		S-12	TOR
672.7	23.0										SANDSTONE, light gray, hard, medium grained.	RQD 0%	BOX #1	23.0-23.1 brn-fe st 23.1-23.2 WF.rough 23.2-24.3 brn-fe st 24.3-24.4 WF.-rough-fe st 24.4-25.2 LAF.irrough-fe st 25.2 WF.rough con'contact, probable 0.4' loss
670.5	25.2										CLAYSHALE, light gray, soft, highly fractured.			
667.8	27.9											RQD 0%	BOX #2	28.1-28.2 VF.wavy.slick 28.2-32.1 VF.wavy.slick 32.1-32.2 LAF.pl.sm
663.3	32.4										CLAYSTONE, red and dark gray, soft, highly fractured.			
662.1	33.0											RQD 0%	BOX #3	
659.6	36.1										SILTSTONE, light gray, moderately hard, clayey, limey.	RQD 88%	BOX #4	36.1-36.2 WF.smooth 36.2-36.3 PAF.-40°-irrough 36.3-40.1 PAF.-40°, slicks, smooth 40.1-40.2 LAF.-30°, slicks, smooth 40.5 PLAF.-10°-smooth
657.7	38.0											RQD 0%	BOX #5	43.1-43.3 PAF.40°,slicks 43.3-43.5 LAF.slick.smooth 43.5-44.3 VF.wavy.sm
657.0	38.7													
652.5	43.2											RQD 83%	BOX #6	48.1-48.2 WAF.60°.sm.slick 48.2-48.4 VF.wavy.smooth 48.4-48.5 LAF.-10°.slick 48.5-48.7 PAF.-slick 48.7-48.8 PAF.-slick
647.5	48.2													
642.7	53.0											RQD 50%	BOX #7	50.4-50.7 LAF.30°.pl.sl rough 53.0 PAF.slick.rough 53.2-53.5 HAF.wavy.sm
642.5	53.2													
639.6	56.1													BOH

NOTE: FOR GENERAL NOTES AND ABBREVIATIONS SEE DWGS. O-Z24-1.2 AND O-Z24-2.2

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ B.H. GREENE P.G. SECTION CHIEF
Design by: J. BROWN
Drawn by: RU
Chkd by: JFB/JAG
Submission Date: 2 DEC 98
Recommended Date:
File No.: DACW59

User: jbabb
Date: 27-NOV-1998 10:14
Plot Scale: 10.000000:1.000000
Plot Table: K:\COM\PLOT\white.pen
Color Table: K:\COM\PLOT\tek.ctb

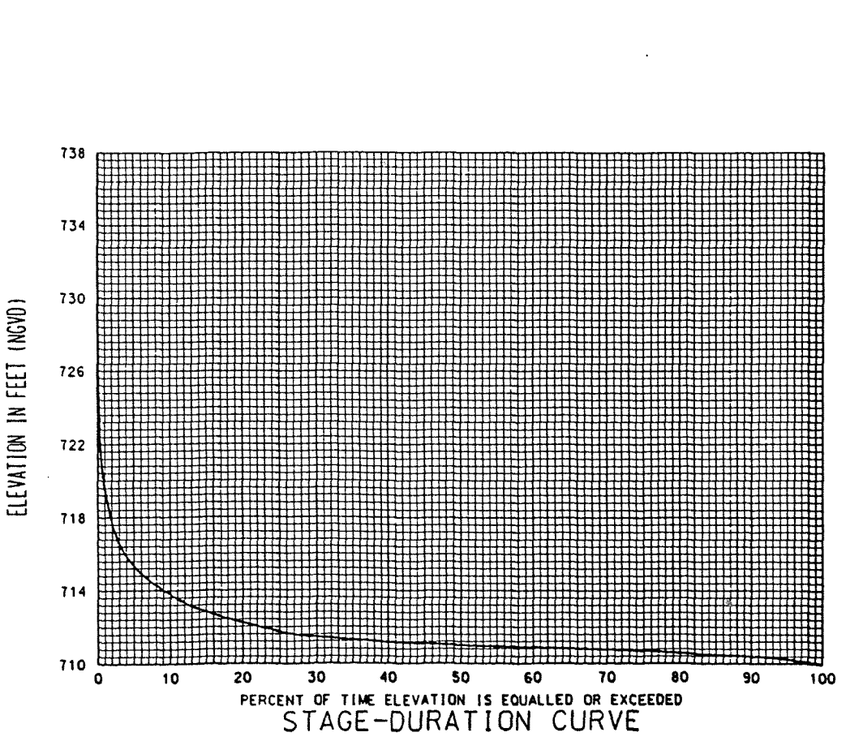
Symbol	Appr.	Date	Description

f:\dam2co-1\geol\mbr1036.dgn

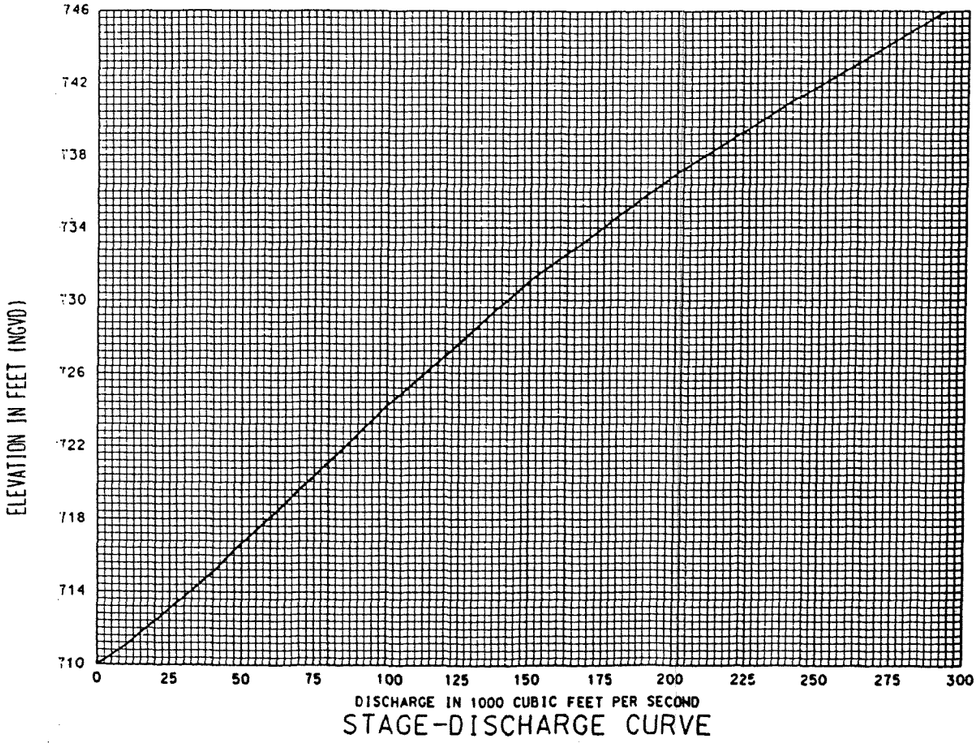
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
FOUNDATION EXPLORATION
BORING LOGS D-6, D-7

Drawing Number:
037-LBR-10/36

NOTES:
REFERENCE GENERAL NOTES ON DRAWING 14/1.



STAGE-DURATION CURVE



STAGE-DISCHARGE CURVE

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Design by: L. SHINJAVSKI
Drawn by: LAS
Chkd by: RAP
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
Submitted by: /s/ WALTER LEPUT SECTION Chief
File No.: DACW59

User: kbyers
Date/Time: 12/2/98 07:53
Plot Scale: 0.083000\1.000000
Pen Table: R:\CADVLOT\verMd.pen
Color Table R:\CADVLOT\bw.ctb

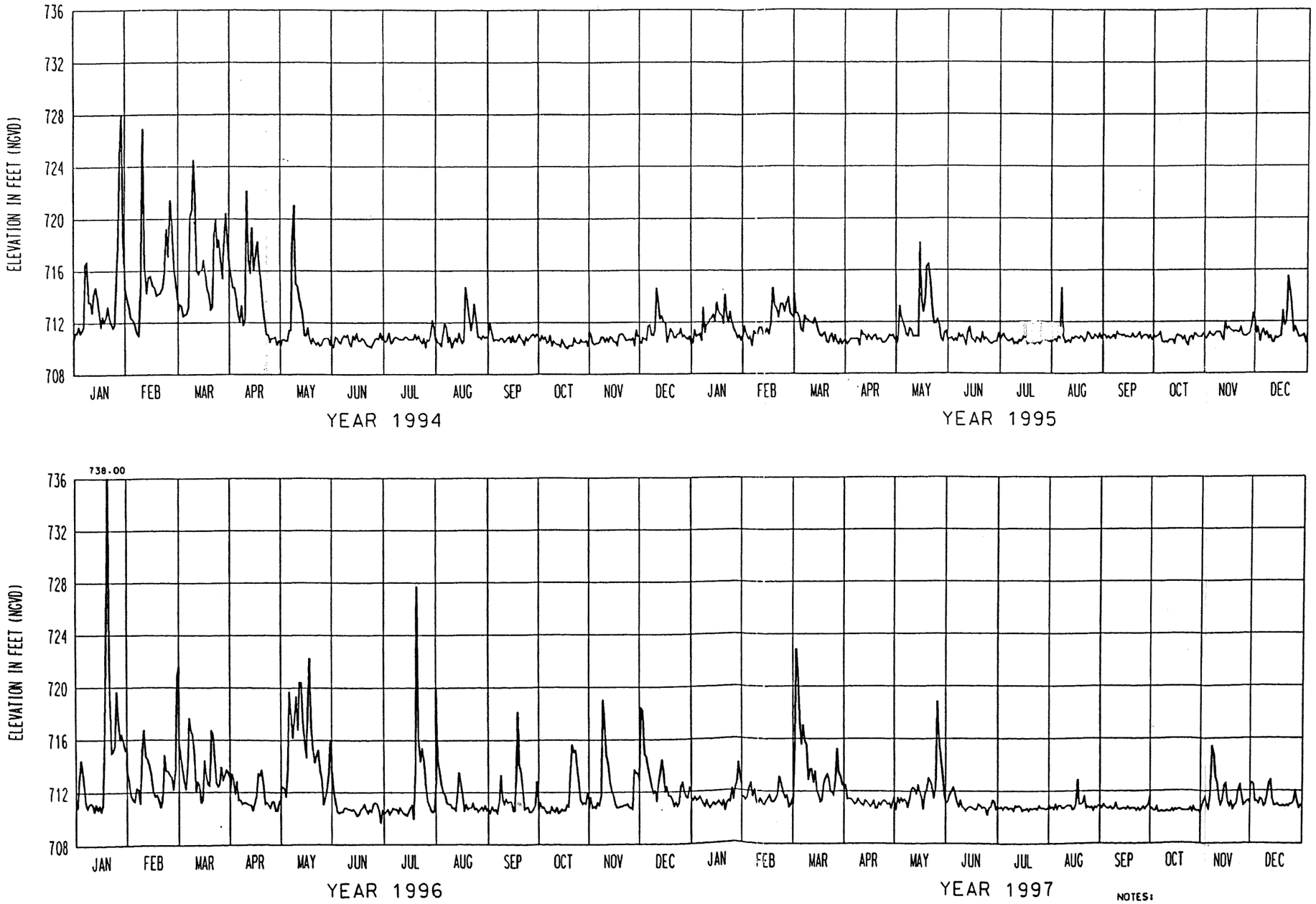
Symbol | Description | Date | Appr.

I:\dam 2 construction-new dam\hh\mbr1407.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
LOWER POOL
STAGE DURATION CURVE
STAGE DISCHARGE CURVE

Drawing Number: 037-LBR-14/7

LOWER POOL



NOTES:
REFERENCE GENERAL NOTES ON DRAWING 14/1.

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ WALTER LEPUT, SECTION CHIEF
Design by: L. SHINAVSKI
Drawn by: LAS
Checked by: RAP
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
PB NO.: DACW59

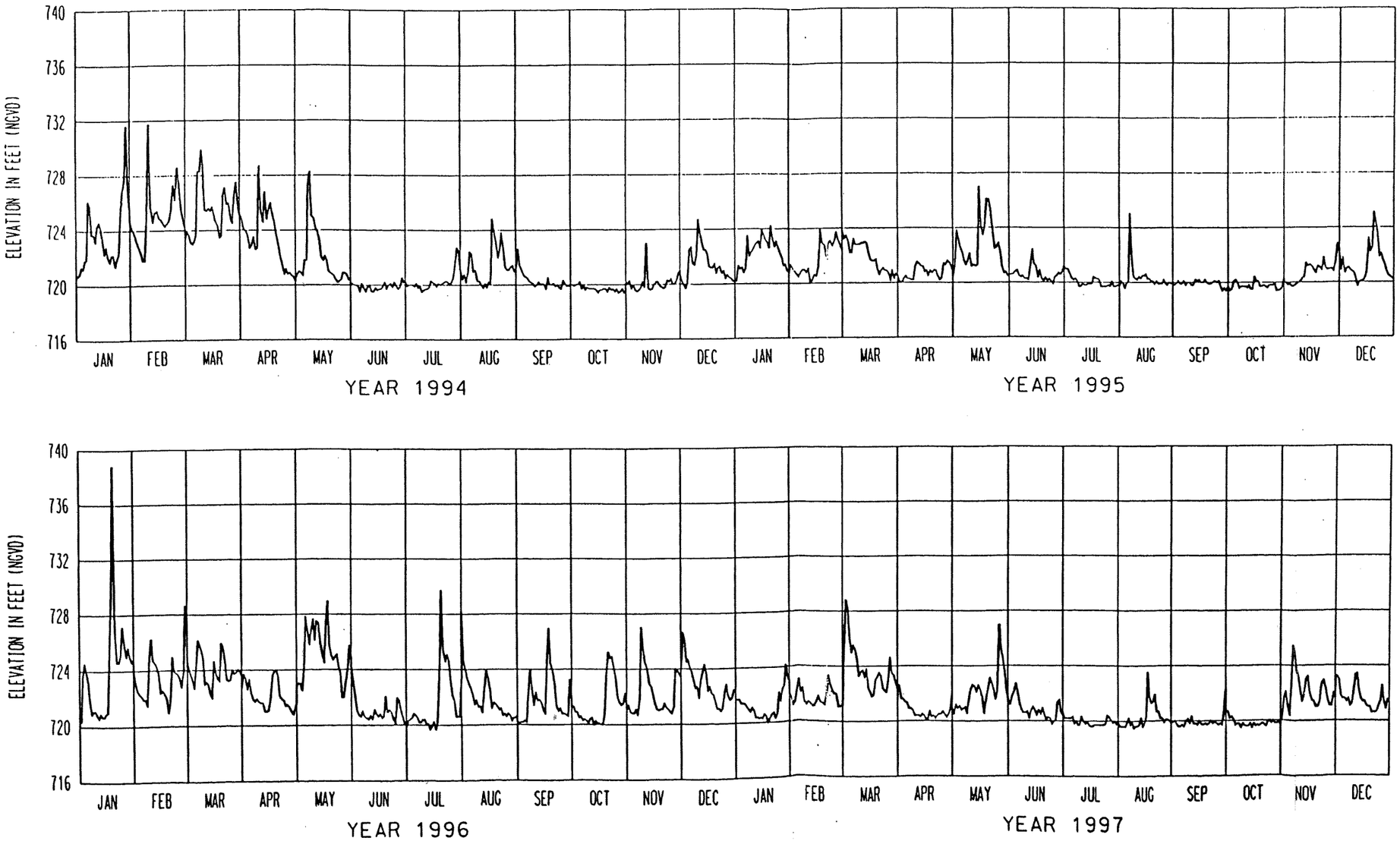
Symbol | Description | Date | Appr.

f:\dam_2_construction-new dam\hh\mbr1406.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM

LOWER POOL HYDROGRAPHS
1994-1997, INCLUSIVE

Drawing Number: 037-LBR-14/6



NOTES:
REFERENCE GENERAL NOTES ON DRAWING 14/8.

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ WALTER LEPUT SECTION CHIEF
Design by: L. SHINAVSKI
Dsn by: LAS
Drn by: RAP
Submission Date: 2 DEC 98
File No.: DACW59

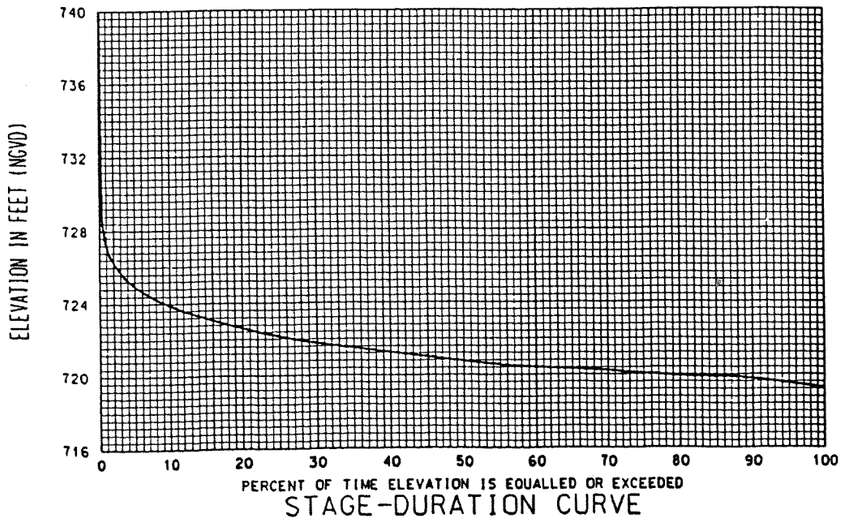
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM

UPPER POOL HYDROGRAPHS
1994-1997, INCLUSIVE

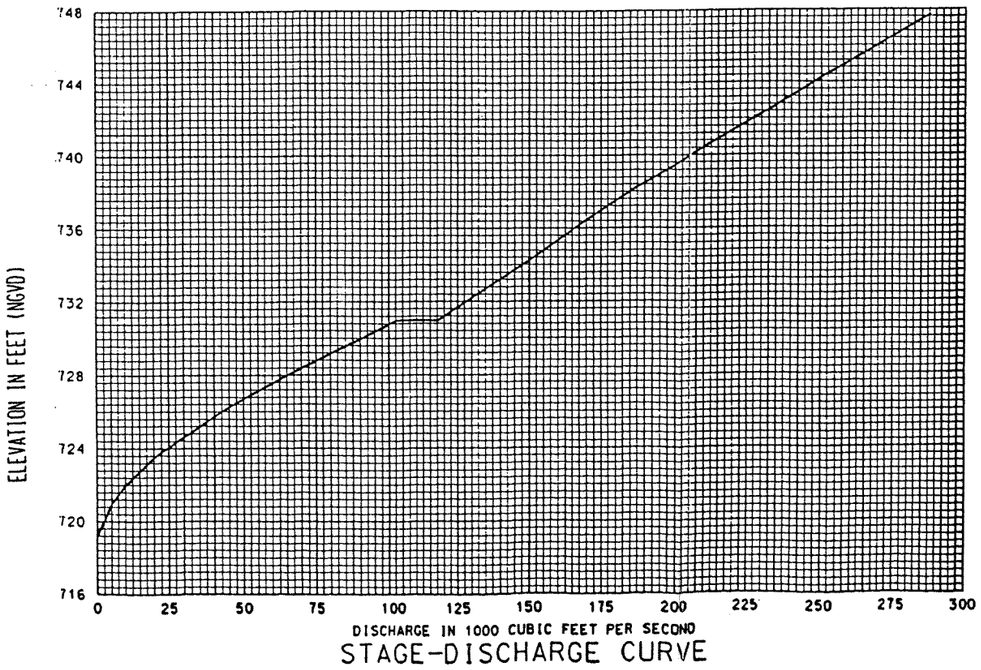
Drawing No.: 037-LBR-14/13

E:\dom 2 construction-new dam\hh\mbr1413.dgn

NOTES:
REFERENCE GENERAL NOTES ON DRAWING 14/8.



STAGE-DURATION CURVE



STAGE-DISCHARGE CURVE

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

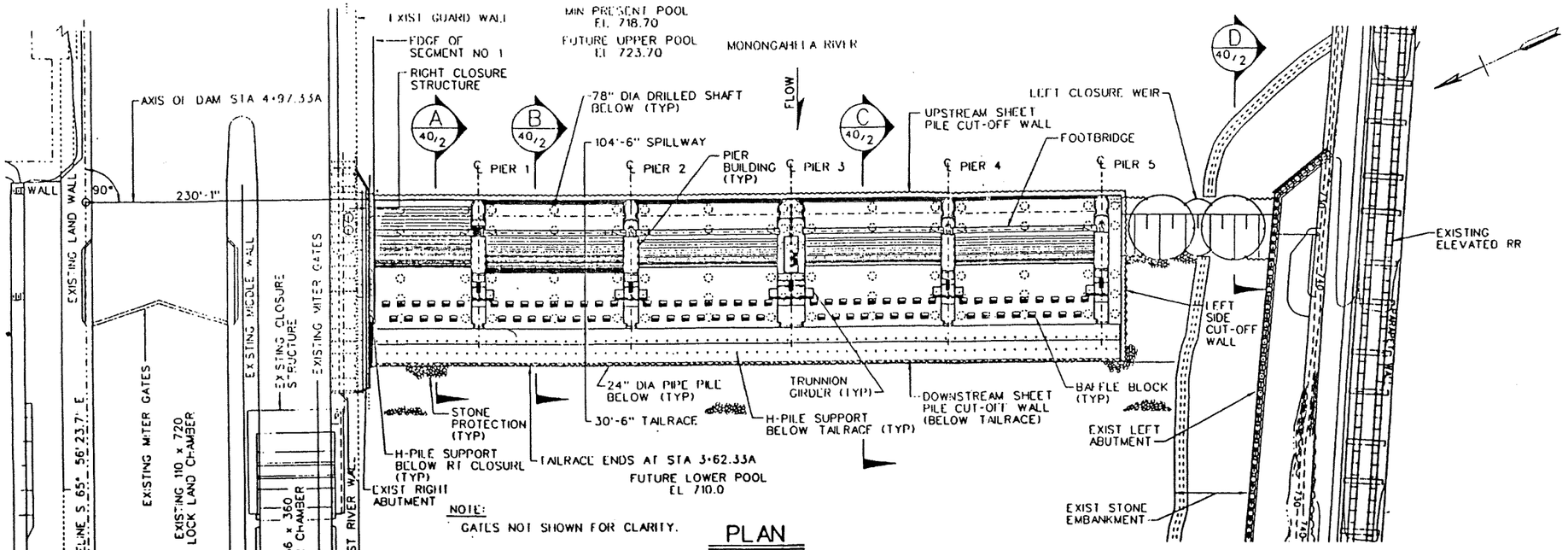
Submitted by: /s/ WALTER LEPUT SECTION CHIEF
Design by: L. SHINAVSKI
Drawn by: LAS
Ckd by: RAP
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
CE NO.: DACW59

User: bmorris
Date: 07/DEC/1998 07:56
Plot Scale: 0.083000x1.000000
Pen Table: R:\CADD\PLOT\default.pen
Color Table: R:\CADD\PLOT\be.ctb

Symbol	Description	Date	Appr.
1:1.dgn 2 construction-new dam\hh\mbr1414.dgn			

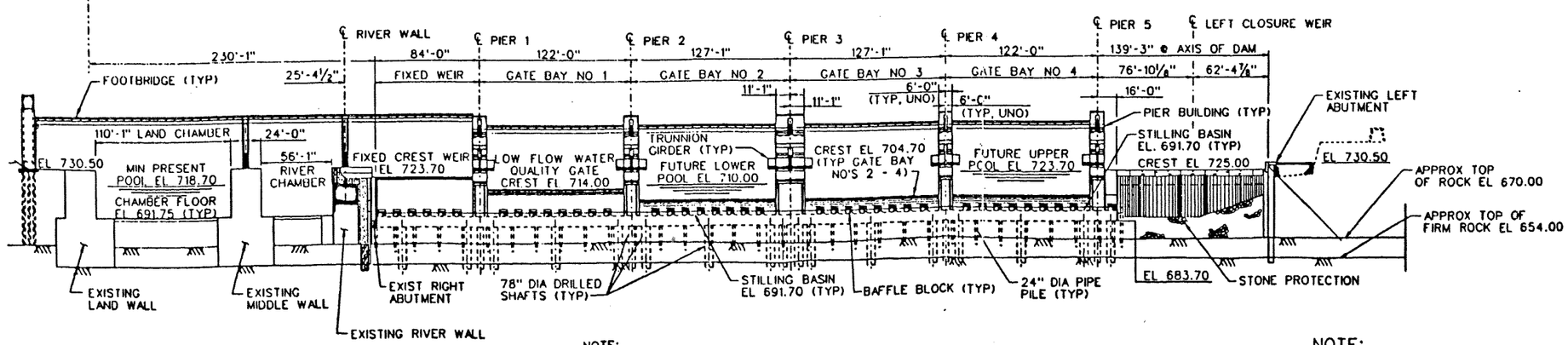
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
UPPER POOL
STAGE DURATION CURVE
STAGE DISCHARGE CURVE

Drawing Number: 037-LBR-14/14



PLAN

SCALE: 1" = 50'



NOTE:
H-PILES, GRADED GRAVEL BASE, GATES AND DOWNSTREAM SHEET PILE CUT-OFF WALL NOT SHOWN FOR CLARITY.

DOWNSTREAM ELEVATION

SCALE: 1" = 50'

50' 25' 0 50' 100'
SCALE: 1" = 50'

NOTE:

FOR THE FOLLOWING SEE:	DWG NO
A. GENERAL NOTES	4/1 AND 4/2
B. GENERAL NOTES FOR CONCRETE REINFORCEMENT AND DETAILS FOR REINFORCING	4/3 AND 40/3
C. DAM MASONRY DETAILS	40/1 THRU 40/178
D. GATE DETAILS	48/1 THRU 48/40
E. STILLING BASIN DETAILS	61/1 THRU 61/14

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

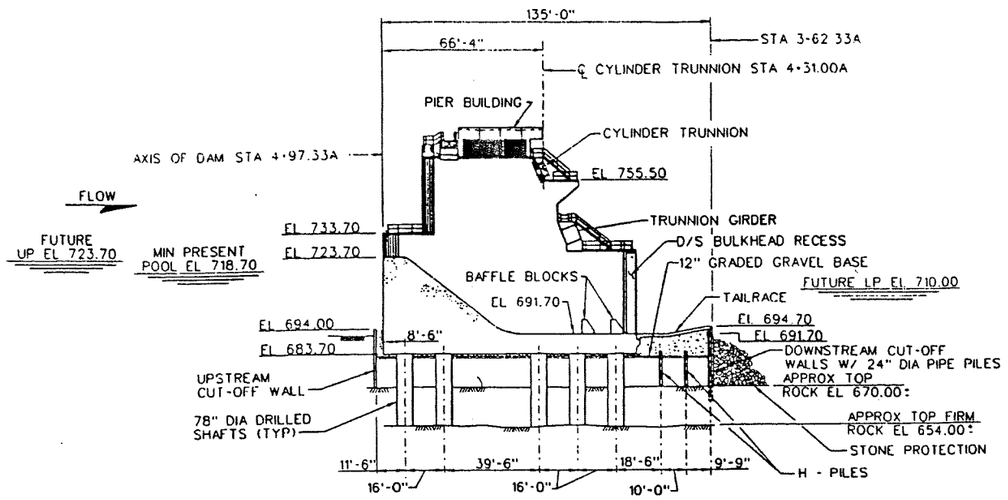
Submitted by: /s/ William R. Miles, PE
Design by: W. MILES
Drawn by: TSH
Checked by: RFJ
Submission Date: 2 DEC 98
Project No.: DACW59
Sheet 1 of 2

BERGMANN ASSOCIATES

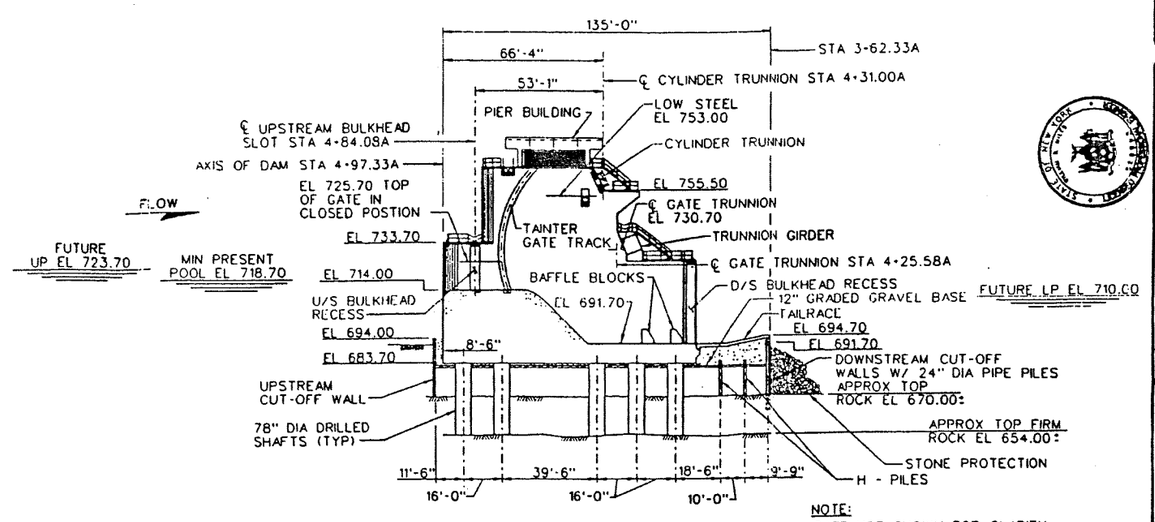
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
GENERAL DAM CONFIGURATION
PLAN AND ELEVATION

Drawing Number: 037-LBR-40/1

DOORSNEDE
NIEUW ONTWERP

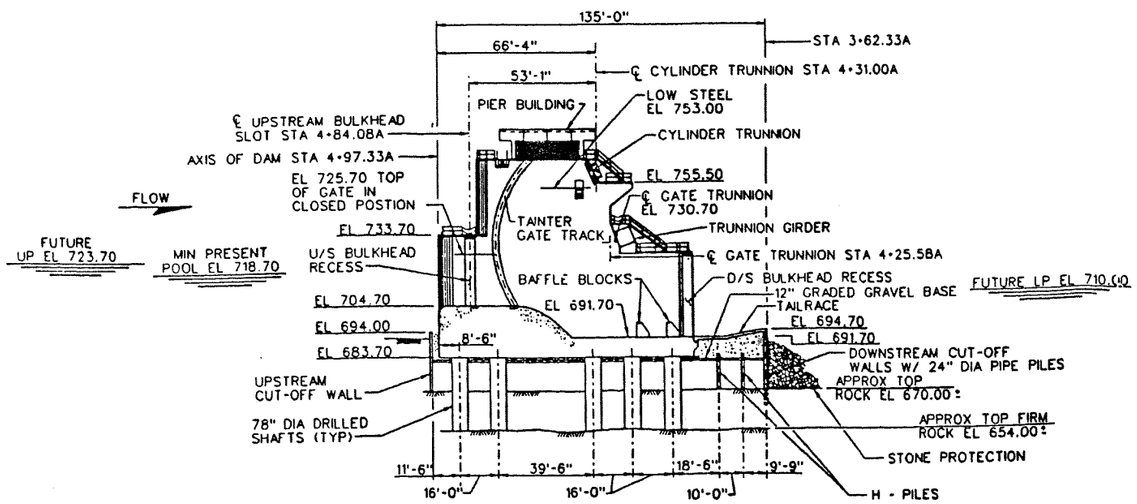


SECTION A (40/1)
SCALE: 1" = 30'
(AT FIXED CREST WEIR)



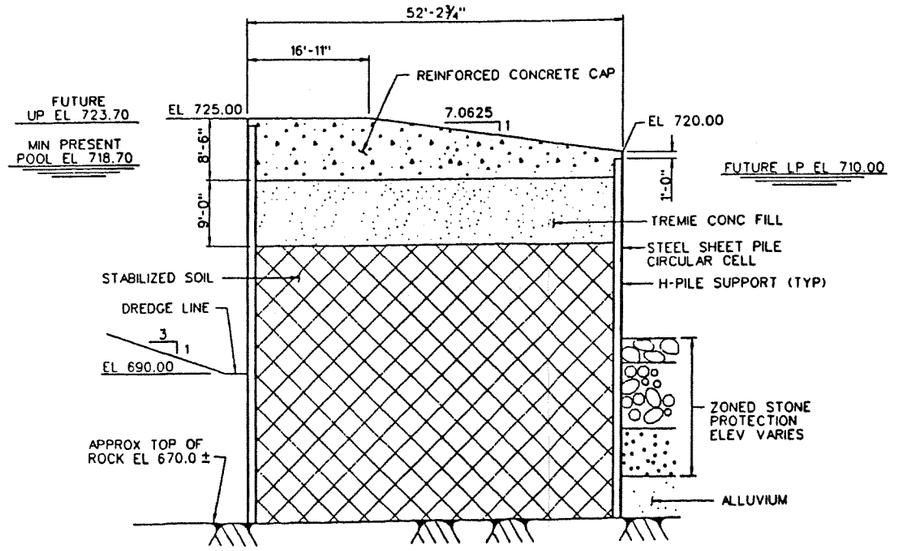
NOTE:
GATE NOT SHOWN FOR CLARITY.

SECTION B (40/1)
SCALE: 1" = 30'
(AT WATER QUALITY GATE BAY)



SECTION C (40/1)
SCALE: 1" = 30'
(AT TYPICAL STD. GATE BAYS 2, 3, & 4)

NOTE:
GATE NOT SHOWN FOR CLARITY.



SECTION D (40/1)
SCALE: 1" = 10'
(AT LEFT CLOSURE WEIR)

10' 5' 0 10' 20'
SCALE: 1" = 10'

30' 15' 0 30' 60'
SCALE: 1" = 30'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

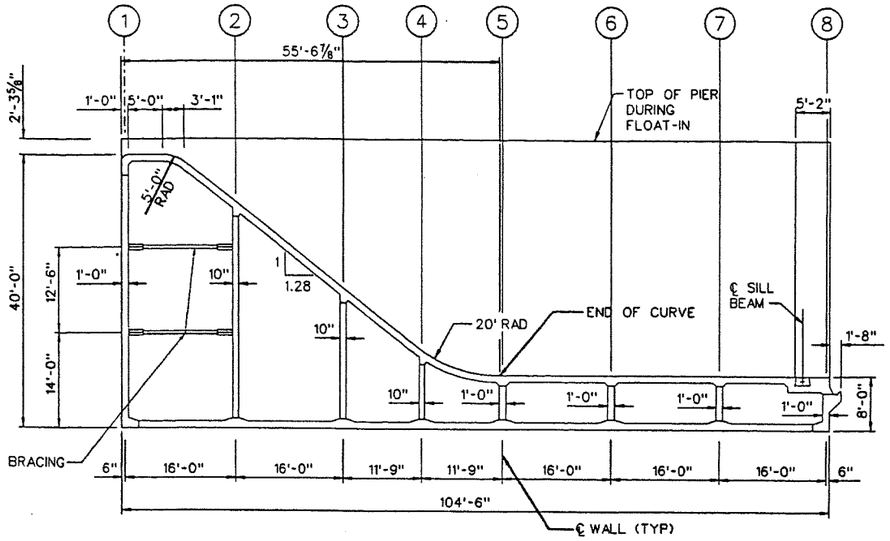
Designed by: A. BORRELLI
Drawn by: TSH
Submitted by: /s/ William R. Miles, PE
Checked by: RFJ
Commission Date: 2 DEC 98
File No.: DACW59
Sheet 2 of 2

BERGMANN ASSOCIATES
User: Jhd3
Date: 03-DEC-1998 14:05
Plot Scale: 30.000000/1.000000
Plot Date: 03-DEC-1998 14:05
Cmd: Tablet K:\DRAWPLOT\tablet.tbl
Config: K:\DRAWPLOT\tablet.cfg
f:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mb002.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

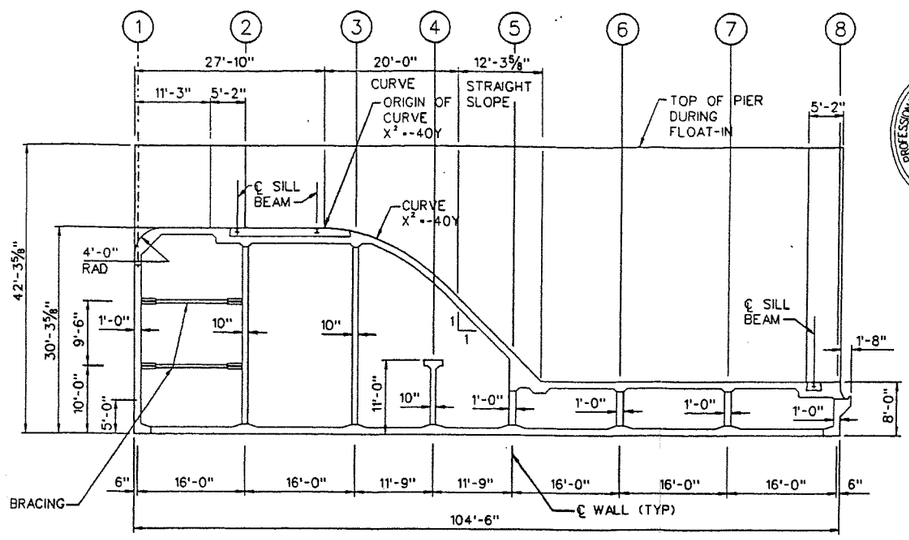
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
GENERAL DAM
CONFIGURATION,
SECTIONS

Drawing Number:
037-LBR-40/2



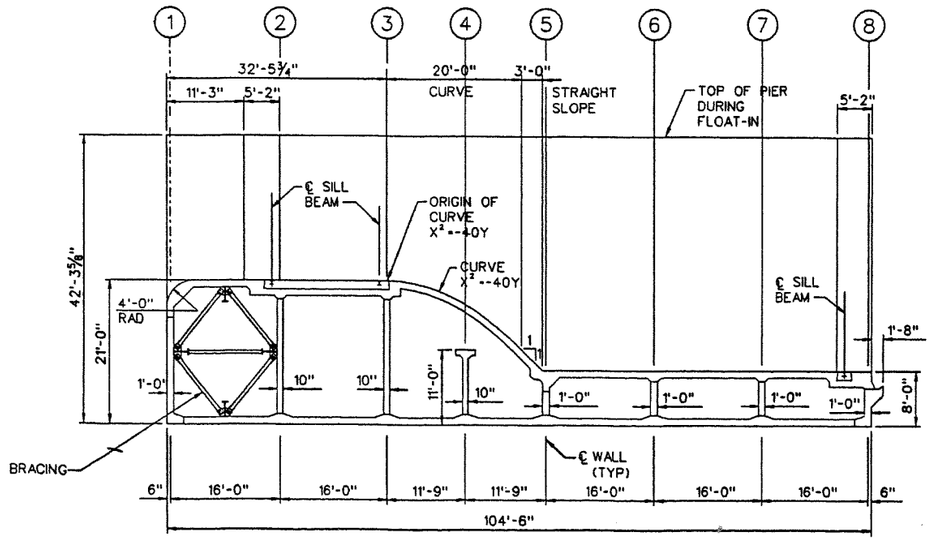
SECTION A
SCALE: 1/32 "=1'-0"
40/6

FIXED CREST WEIR



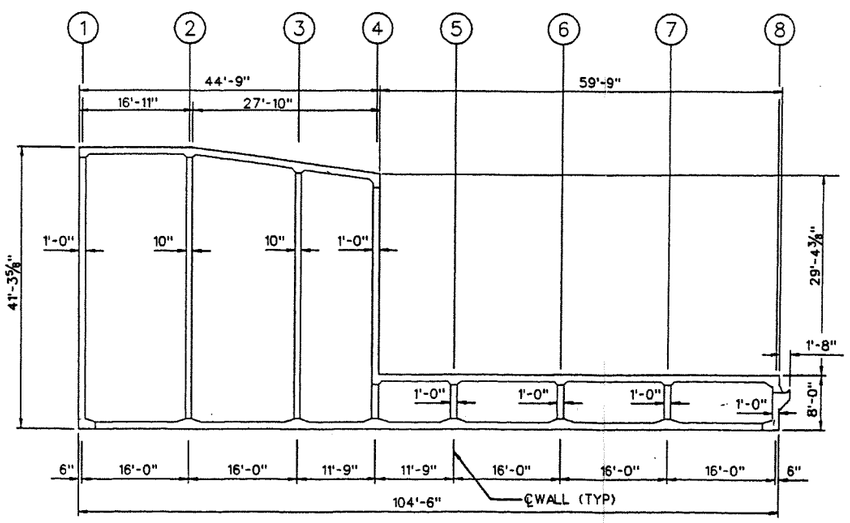
SECTION B
SCALE: 1/32 "=1'-0"
40/6

WATER QUALITY GATE BAY

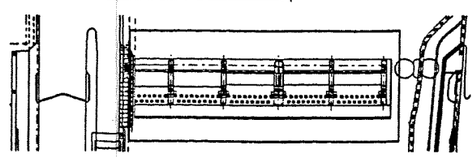


SECTION C
SCALE: 1/32 "=1'-0"
40/6

STANDARD GATE BAYS



SECTION D
SCALE: 1/32 "=1'-0"
40/6



KEY PLAN

NOTES:
1. DRILLED SHAFTS NOT SHOWN.
2. FOR SLAB THICKNESS, SEE DWG 40/25 THRU 40/30

SCALE: 1/32 " = 1'-0"
12"0 5' 10' 15' 20'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

Designed by: L. SHEN
Drawn by: MS
Checked by: RB
Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
PB NO.: DACW59
Sheet 1 of 2

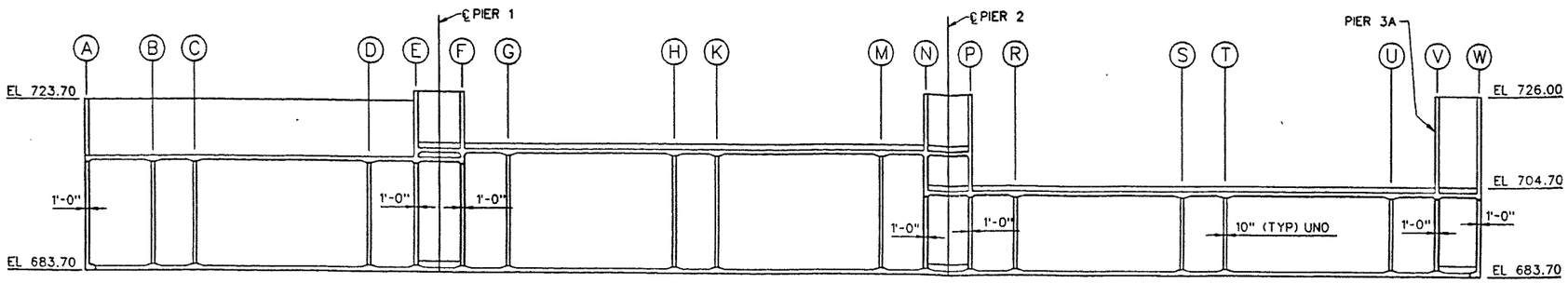
BERGMANN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers

User: jhicks
Date: 03-DEC-1998 15:03
Xref: C:\CAD\PLOT\Xref\gen
Pen Table: K:\CAD\PLOT\ctb\gen
Color Table: K:\CAD\PLOT\ctb\ex.ctb
Plot: C:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 400\mp400007.dgn

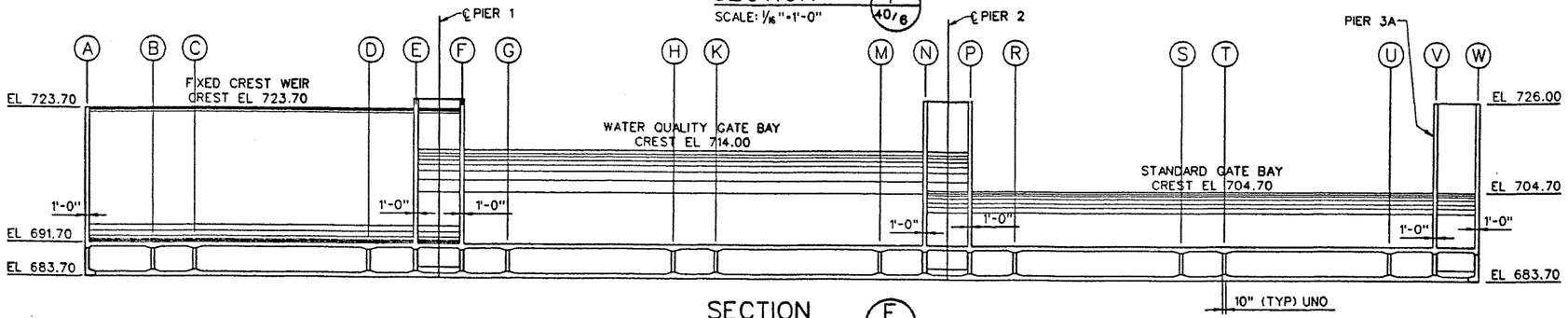
Symbol	Description	Date	Appr

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PRECAST DAM SEGMENTS
TYPICAL SECTIONS

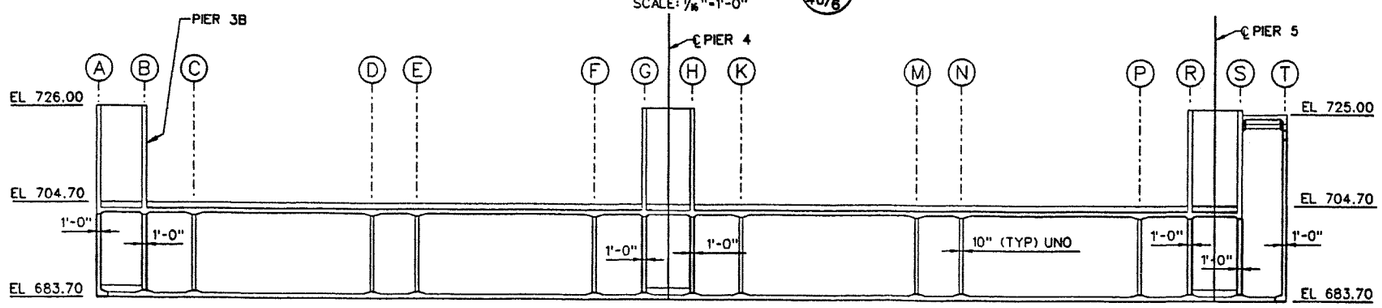
Drawing Number: 037-LBR-40/7



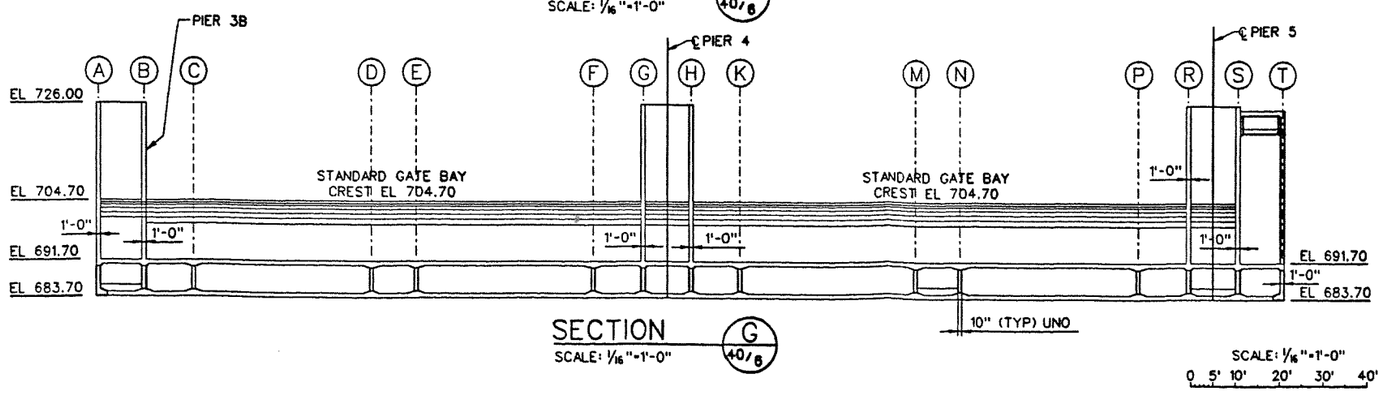
SECTION F
SCALE: 1/16"=1'-0"
40/6



SECTION E
SCALE: 1/16"=1'-0"
40/6



SECTION H
SCALE: 1/16"=1'-0"
40/6

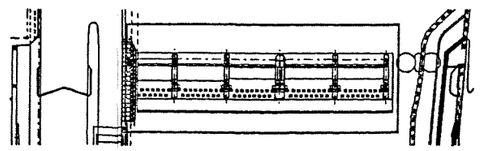


SECTION G
SCALE: 1/16"=1'-0"
40/6

SCALE: 1/16"=1'-0"
0 5' 10' 20' 30' 40'

NOTES:

1. DRILLED SHAFTS NOT SHOWN FOR CLARITY.
2. FOR SLAB THICKNESS, SEE DWG 40/25 THRU 40/30
3. BRACING IN PIER SHAFTS NOT SHOWN FOR CLARITY.



KEY PLAN

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE

Design by:	Drawn by:	Checked by:	Submission Date:	Revision Date:	WB NO.:	Sheet 2 of 2
L. SHEN	MS/FL	RB	2 DEC 98		DACW59	

BERGMANN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers

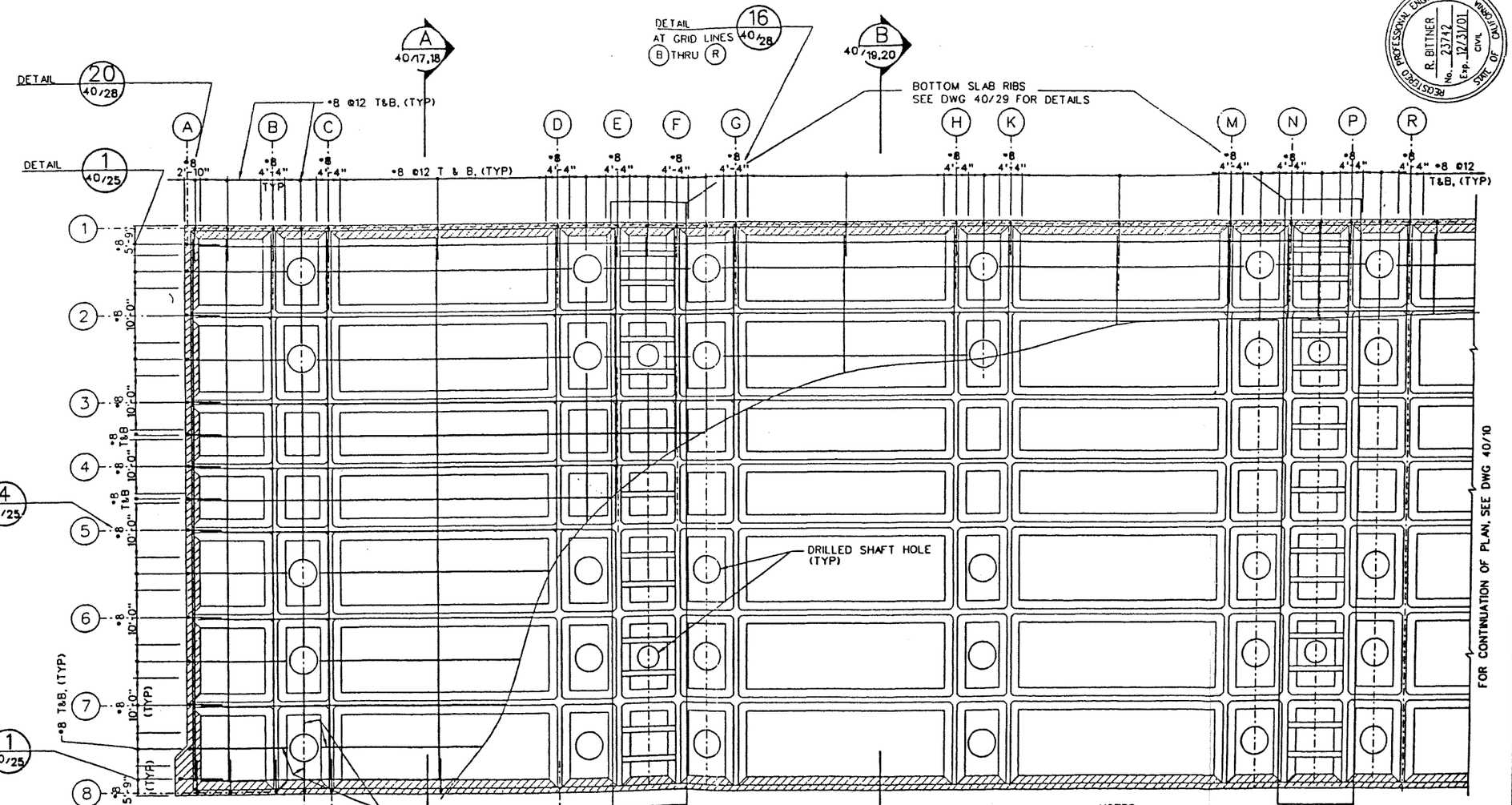
User: jhicks
Date: 03-DEC-1998 15:10
Plot Scale: 48.0000 '/ In, 48.0000
Plot Table: K:\CADPLOT\vastu.pen
Plan Table: K:\CADPLOT\bw.ctb
Color Table: K:\CADPLOT\bw.ctb

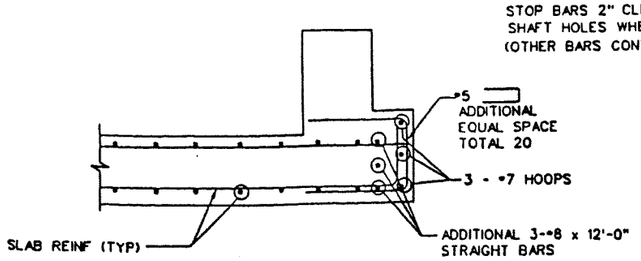
Symbol	Description	Date	Appr.

I:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mjr\40008.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PRECAST DAM SEGMENTS
TYPICAL SECTIONS

Drawing Number:
037-LBR-40/8





3'-0" DIA HOLE

SECTION A 40/10

N.T.S.

SEGMENT NO 1 - PARTIAL BOTTOM SLAB REINFORCEMENT PLAN

SCALE: 1/32 "=1'-0"

NOTE: FOR TYPICAL REINFORCEMENT SECTIONS, SEE DWG 40/17 THRU 40/22

BUTT WELDED SPLICE OPTION

N.T.S.

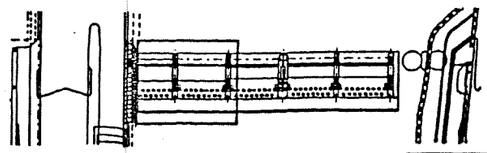
LEGEND

PRECAST CONCRETE CONSTRUCTION

SCALE: 1/32 " = 1'-0"
12"0 5' 10' 15' 20'

NOTES:

1. SEMI-LIGHT WEIGHT CONCRETE USED FOR CAST-IN-PLACE BOTTOM SLAB. CONCRETE UNIT WEIGHT ≤ 125pcf.
2. ALL REINFORCEMENT SPLICES SHALL BE MADE BY A BUTT WELD OR MECHANICAL SPLICE (UNO).
3. TOP SURFACE OF BOTTOM SLAB SHALL BE INTENTIONALLY ROUGHENED TO A MINIMUM AMPLITUDE OF APPROXIMATELY 1/4".
4. TREMIE AND GROUTING PIPE OPENING NOT SHOWN FOR CLARITY. TYPICAL OPENING REINFORCEMENT, SEE DWG 40/10.



KEY PLAN

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER R. BITTNER No. 23742 Exp. 12/31/01 CIVIL STATE OF OHIO

US Army Corps of Engineers PITTSBURGH DISTRICT

Prepared by: L. SHEN
Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
Team by: DD/FL
Date by: RB
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
P.E. NO.:
DACW59
Sheet 1 of 3

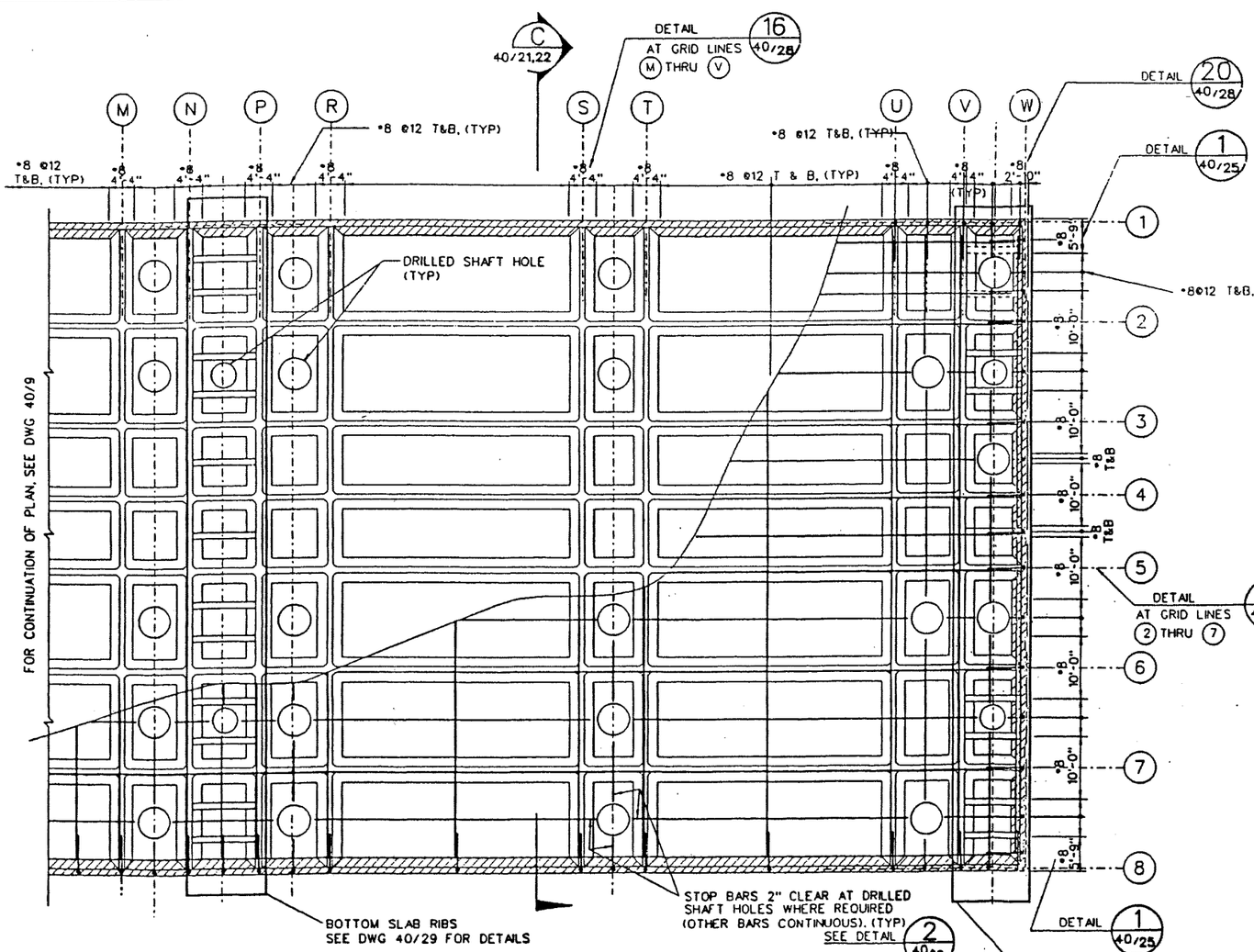
BERGMANN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers

Description | Date | Appr.
Symbol

I:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\m037-lbr-40-009.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PRECAST DAM SEGMENTS
BOTTOM SLAB REINFORCEMENT PLAN

Drawing Number: 037-LBR-40/9



SEGMENT NO 1 - PARTIAL BOTTOM SLAB REINFORCEMENT PLAN

SCALE: 1/32 "=1'-0"

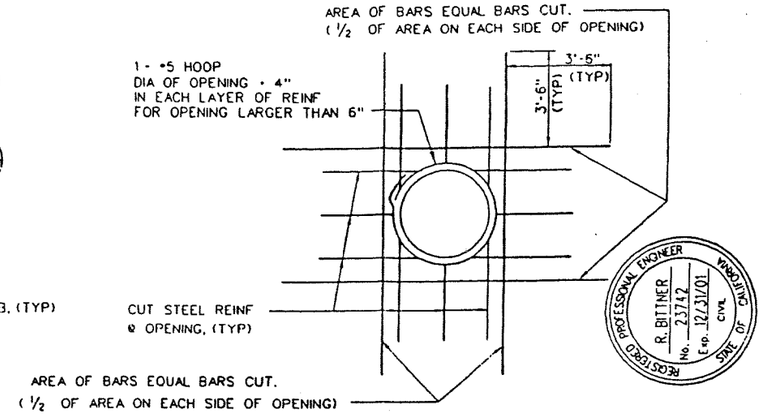
NOTE: FOR TYPICAL REINFORCEMENT SECTIONS. SEE DWG 40/19 THRU 40/22

NOTES:

1. SEMI-LIGHT WEIGHT CONCRETE USED FOR CAST-IN-PLACE BOTTOM SLAB. CONCRETE UNIT WEIGHT ≤ 125pcf.
2. ALL REINFORCEMENT SPLICES SHALL BE MADE BY A BUTT WELD OR MECHANICAL SPLICE (UNO).
3. TOP SURFACE OF BOTTOM SLAB SHALL BE INTENTIONALLY ROUGHENED TO A MINIMUM AMPLITUDE OF APPROXIMATELY 1/4".
4. TREMIE AND GROUTING PIPE OPENING NOT SHOWN FOR CLARITY. TYPICAL OPENING REINFORCEMENT, SEE THIS SHEET.

LEGEND

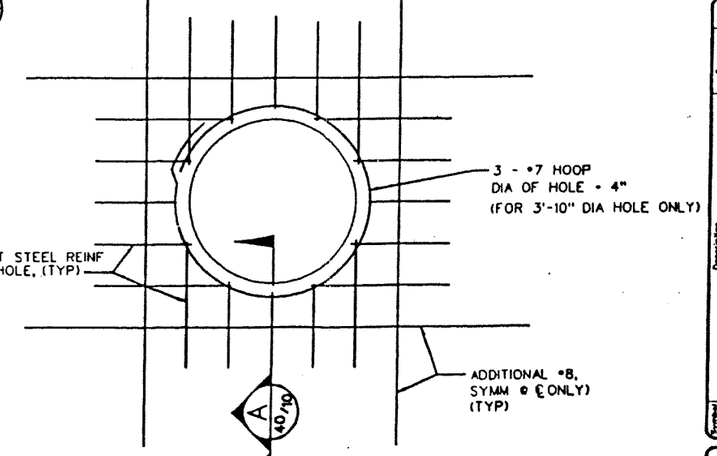
PRECAST CONCRETE CONTRUCTION



NOTES: 1. TYPICAL FOR OPENING IN TOP AND BOTTOM SLAB.
2. DETAIL APPLIES ONLY TO OPENING DIA LESS THAN 13"

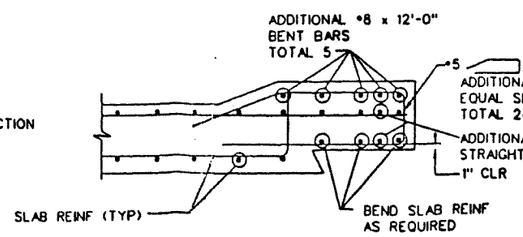
TYPICAL OPENING REINFORCING DETAIL 1 / 40/10

N.T.S.



TYPICAL DRILLED SHAFT HOLE REINFORCING DETAIL 2 / 40/9-11

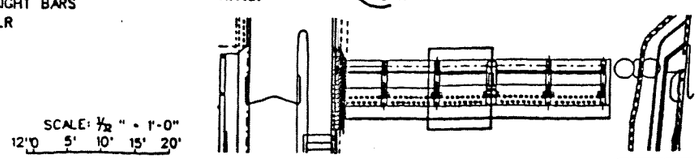
N.T.S.



5'-0" DIA HOLE

SECTION A / 40/10

N.T.S.



SCALE: 1/32 " = 1'-0"
12'0 5' 10' 15' 20'

KEY PLAN

US Army Corps of Engineers PITTSBURGH DISTRICT

BENKMAN / BEN C. GERWICK INC

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE

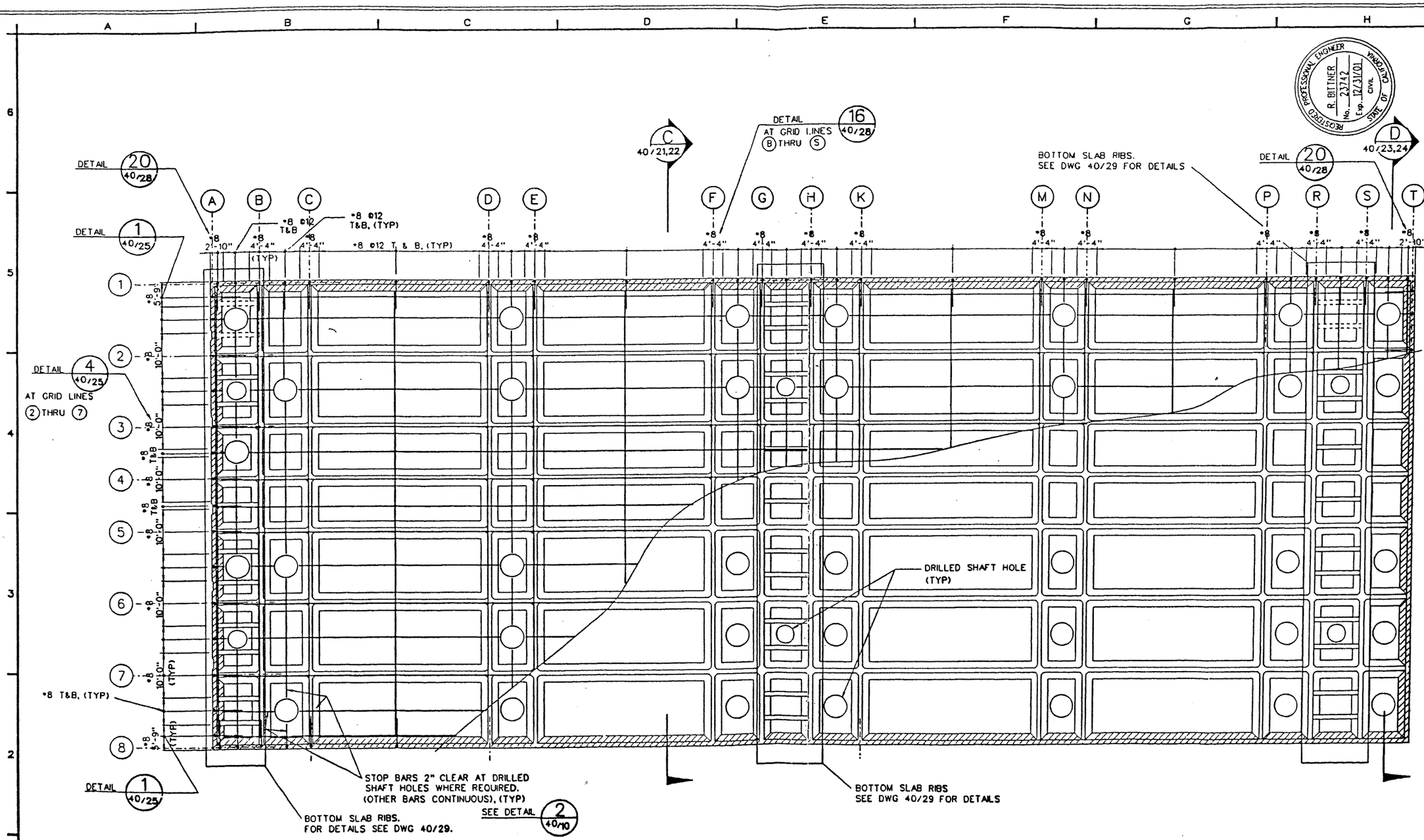
L. SHEN | RB | DD/FL | 2 DEC 98 | DACW59 | Sheet 2 of 3

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER — R. BITTNER — No. 23742 — Exp. 12/31/01 — CIVIL — STATE OF CALIFORNIA

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PRECAST DAM SEGMENTS
BOTTOM SLAB REINFORCEMENT PLAN

f:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\037-lbr-40-10.dgn

037-LBR-40/10



NOTES:

1. SEMI-LIGHT WEIGHT CONCRETE USED FOR CAST-IN-PLACE BOTTOM SLAB. CONCRETE UNIT WEIGHT < 125pcf.
2. ALL REINFORCEMENT SPLICES SHALL BE MADE BY A BUTT WELD OR MECHANICAL SPLICE (UNO).
3. TOP SURFACE OF BOTTOM SLAB SHALL BE INTENTIONALLY ROUGHENED TO A MINIMUM AMPLITUDE OF APPROXIMATELY ¼".
4. TREMIE AND GROUTING PIPE OPENING NOT SHOWN FOR CLARITY. TYPICAL OPENING REINFORCEMENT, SEE DWG 40/10.

SEGMENT NO 2 - BOTTOM SLAB REINFORCEMENT PLAN

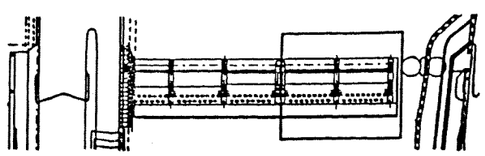
SCALE: ½ "=1'-0"

NOTE: FOR TYPICAL REINFORCEMENT SECTIONS, SEE DWG 40/21 THRU 40/24

LEGEND

PRECAST CONCRETE CONSTRUCTION

SCALE: ½ " = 1'-0"
12" 0 5' 10' 15' 20'



KEY PLAN

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER R. BITTNER No. 23742 Exp. 12/31/01 CIVIL STATE OF CALIFORNIA

US Army Corps of Engineers PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE

Design by: L. SHEN
Drawn by: DD/FL
Checked by: RB
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
CONTRACT NO. DACW59
Sheet 3 of 3

BENJAMIN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers

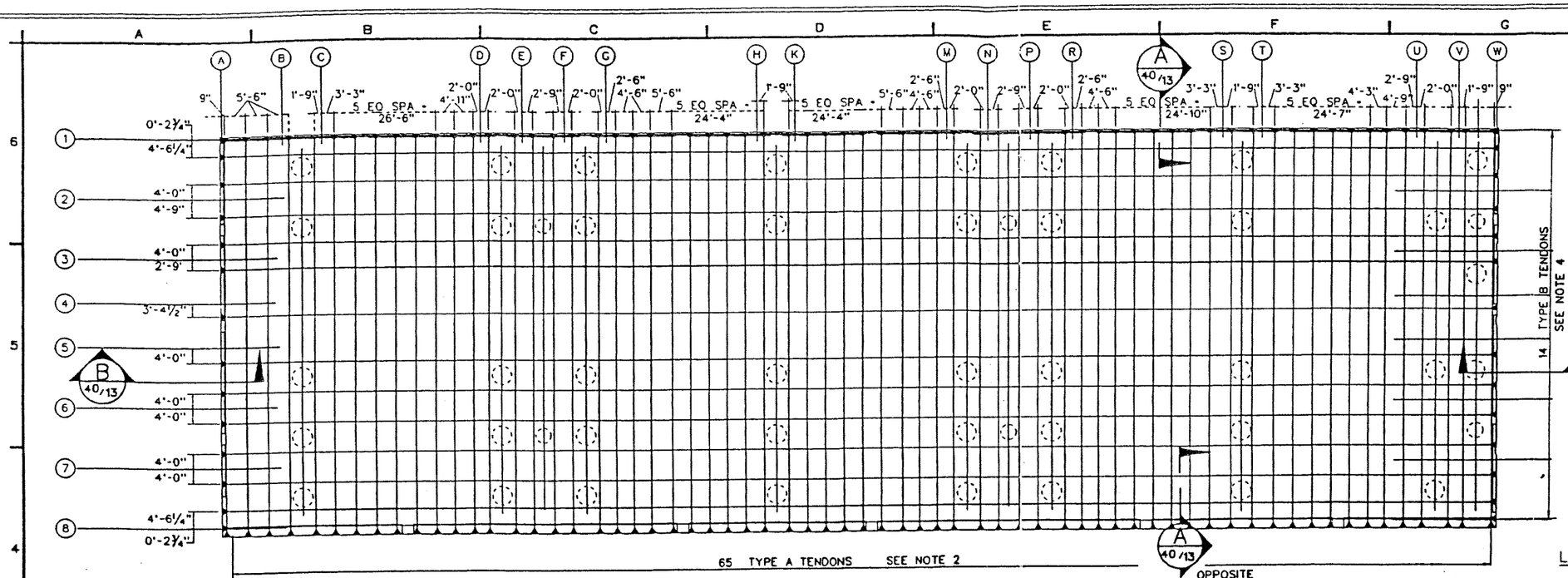
User: jbicks
Date: 03-DEC-1998 13:14
Plot Scale: 0.4844 Plot/Inch
Plot Date: 03-DEC-1998 13:14
Color Table: R:\CAD\PLOT\bw.ctb
Dgn: 037-LBR-40\11.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

R:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mr037-LBR-40\11.dgn

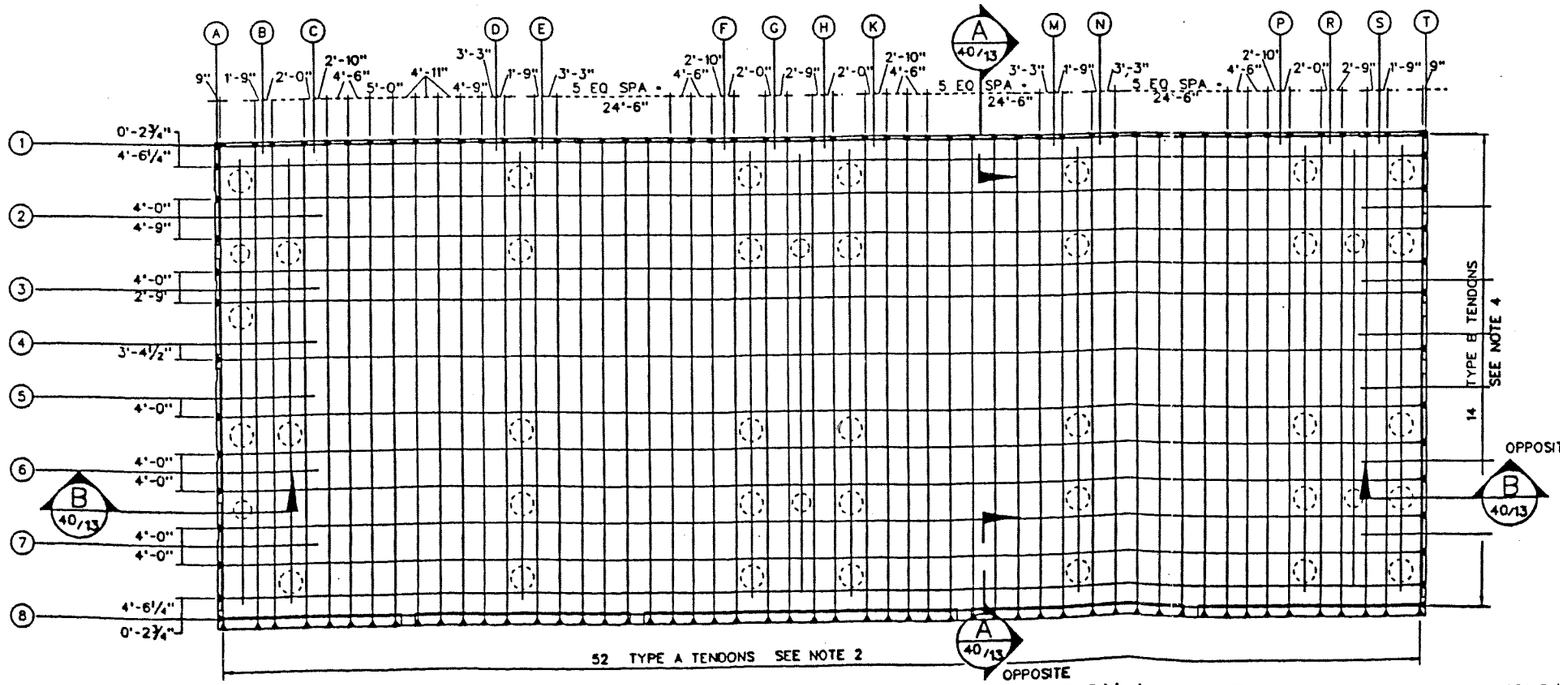
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PRECAST DAM SEGMENTS
BOTTOM SLAB REINFORCEMENT PLAN

Drawing Number: 037-LBR-40/11



SEGMENT 1 - BOTTOM SLAB POST TENSION TENDON LAYOUT

SCALE: 1/16"=1'-0"



SEGMENT 2 - BOTTOM SLAB POST TENSION TENDON LAYOUT

SCALE: 1/16"=1'-0"

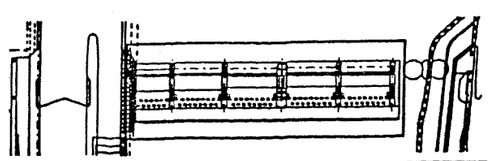
LEGEND

PRESTRESSED TENDON ANCHORAGE

PRESTRESSING NOTES:

1. PRESTRESSING STEEL SHALL BE SEVEN-WIRE LOW RELAXATION STRANDS MANUFACTURED ACCORDING TO ASTM A416, GRADE 270.
2. PRESTRESS SHALL TAKE PLACE BEFORE THE VERTICAL CLOSURE JOINTS OF PRECAST PANEL WALL ARE POURED.
3. MINIMUM COMPRESSIVE STRENGTH OF BOTTOM SLAB CONCRETE SHALL BE 4,000 psi AT TIME OF PRESTRESSING.
4. JACKING FORCE AT ANCHOR SET IN 4 STRAND TENDONS IS:
   TYPE A = 0.5" ϕ STRAND Pjack = 116 kips Area = 0.153 in^2 x 4
   TYPE B = 0.6" ϕ STRAND Pjack = 168 kips Area = 0.215 in^2 x 4
5. PRESTRESS DESIGN ASSUMPTION:
   WOBBLE COEFFICIENT K/ft = 0.0002
   CURVATURE COEFFICIENT = 0.25
   ANCHOR SET = ¼ INCH
6. CONTRACTOR IS TO PROPOSE PRESTRESS SEQUENCE FOR APPROVAL. THE MAXIMUM ECCENTRIC FORCE INDUCED BY THE PROPOSED PRESTRESS SEQUENCE SHALL BE NO MORE THAN THE ECCENTRIC FORCE INDUCED BY THE FOLLOWING PRESTRESS SEQUENCE:
   "PRESSTRESS EVERY SECOND TENDON FROM ONE END TO THE OTHER END, FOLLOWED BY A SECOND PASS TO PRESTRESS THE REMAINING TENDONS"
7. LONGITUDINAL TENDONS SHALL BE STRESSED FROM THE OPPOSITE END SUBSEQUENT TO THE INITIAL STRESSING.
8. TENDONS SHALL BE FULLY GROUTED IN ROUND DUCTS MADE OF STEEL.

SCALE: 1/16"=1'-0"
0 5' 10' 20' 30' 40'



KEY PLAN

US Army Corps of Engineers PITTSBURGH DISTRICT

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER R. BITTNER No. 23742 Exp. 12/31/01 CIVIL STATE OF CALIFORNIA

Design by: L. SHEN Drawn by: FL Checked by: RB Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE Submission Date: 2 DEC 98 File No.: DACW59

BENJAMIN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers

Design Date: 03-DEC-1998 15:15 Plot Scale: 18.000000 x 1.000000 Plot Date: 07-DEC-98 07:07 Plot Name: M:\C40\DWG\037LBR4012.dgn Cmd: C:\MicroStation\bin\mslink.exe

Symbol	Description	Date	Appr

M:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\m4012.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
PRECAST DAM SEGMENTS
BOTTOM SLAB POST-TENSIONING PLAN

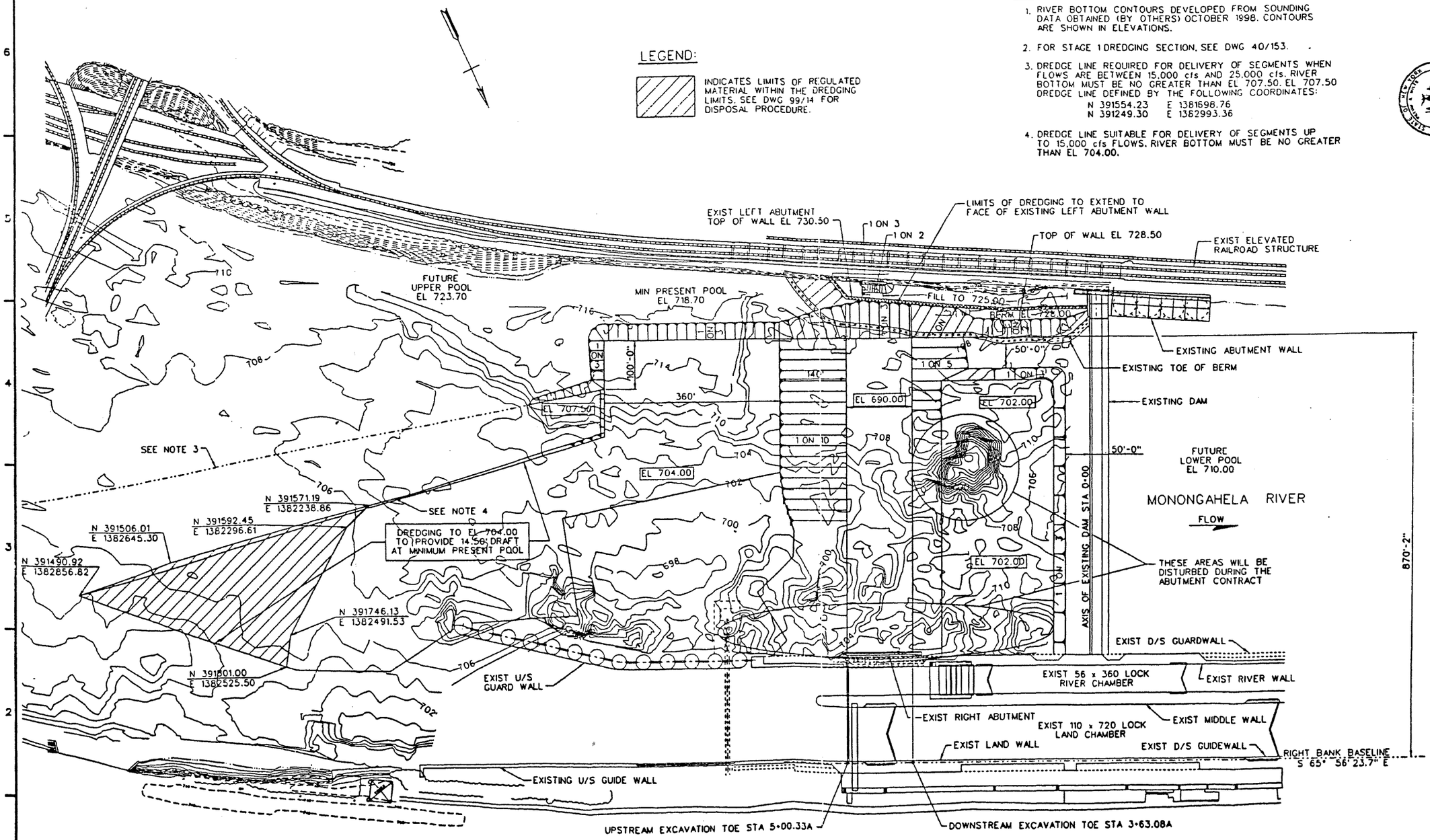
037-LBR-40/12

NOTES:

1. RIVER BOTTOM CONTOURS DEVELOPED FROM SOUNDING DATA OBTAINED (BY OTHERS) OCTOBER 1998. CONTOURS ARE SHOWN IN ELEVATIONS.
2. FOR STAGE 1 DREDGING SECTION, SEE DWG 40/153.
3. DREDGE LINE REQUIRED FOR DELIVERY OF SEGMENTS WHEN FLOWS ARE BETWEEN 15,000 cfs AND 25,000 cfs. RIVER BOTTOM MUST BE NO GREATER THAN EL 707.50. EL 707.50 DREDGE LINE DEFINED BY THE FOLLOWING COORDINATES:
   N 391554.23 E 1381698.76
   N 391249.30 E 1382993.36
4. DREDGE LINE SUITABLE FOR DELIVERY OF SEGMENTS UP TO 15,000 cfs FLOWS. RIVER BOTTOM MUST BE NO GREATER THAN EL 704.00.

LEGEND:

INDICATES LIMITS OF REGULATED MATERIAL WITHIN THE DREDGING LIMITS. SEE DWG 99/14 FOR DISPOSAL PROCEDURE.



DREDGING PLAN AT DAM (STAGE 1 SHOWN)

SCALE: 1" = 100'

100' 50' 0 100' 200'
SCALE: 1" = 100'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ William R. Miles, PE — Date: 8 MAR 1999

Design by	Drawn by	Submission Date	Revision Date
C. HOFFMANN	TSH	2 DEC 98	RFJ

DACW59

BERGMANN ASSOCIATES

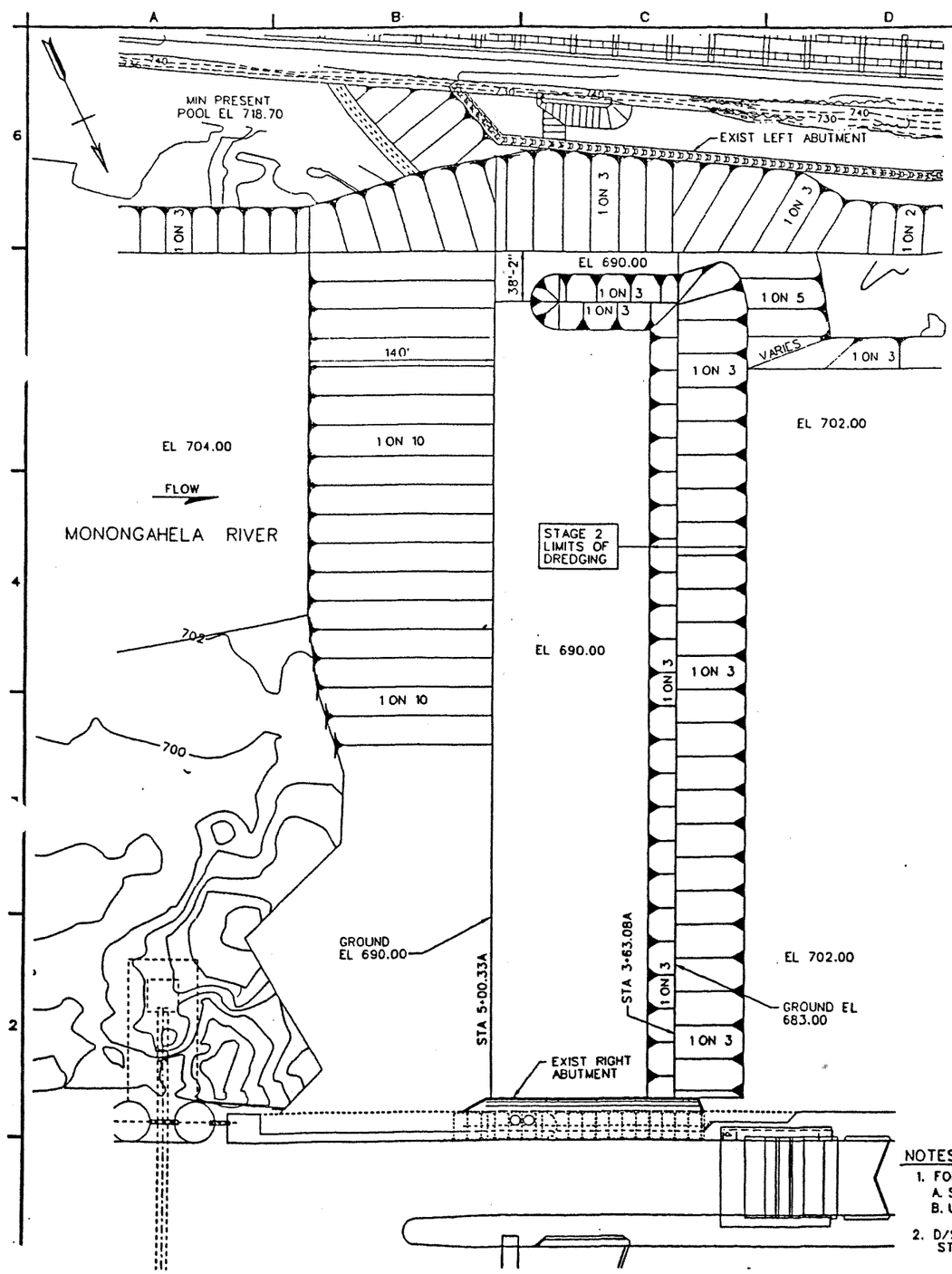
User: jkay
Date: Dec 2, 1998 14:20
Plot Scale: 100.000000'/1.000000
Plot Table: K:\CADPLOT\setup.pen
Pen Table: K:\CADPLOT\bw.ctb
Edge Table: K:\CADPLOT\bw.ctb
Layout: K:\dom 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mp40010.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

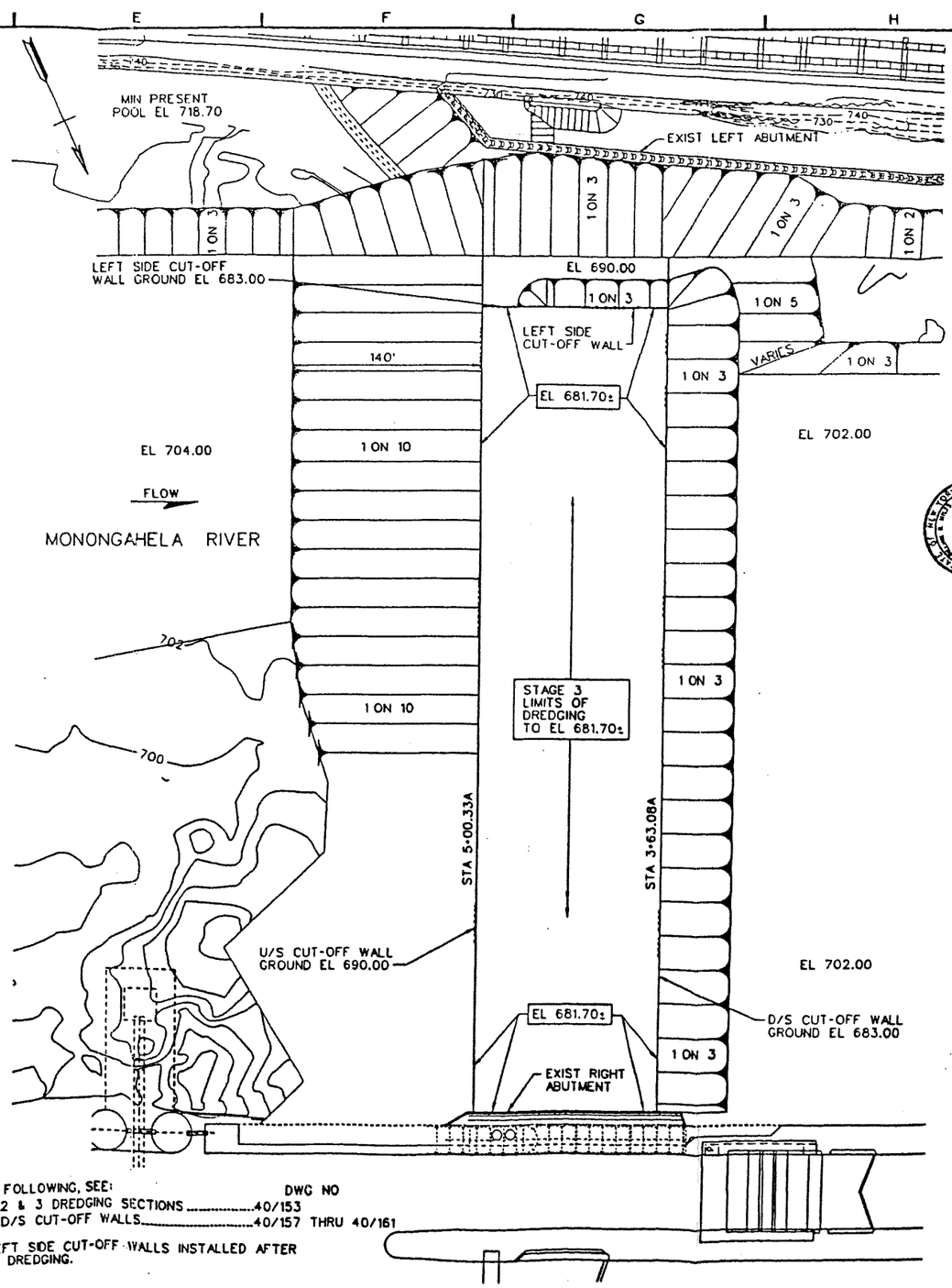
K:\dom 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mp40010.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
DAM FOUNDATION,
DREDGING PLAN,
STAGE 1

037-LBR-40/150



DREDGING PLAN AT DAM
(STAGE 2 SHOWN)
SCALE: 1" = 50'



DREDGING PLAN AT DAM
(STAGE 3 SHOWN)
SCALE: 1" = 50'

NOTES:

1. FOR THE FOLLOWING, SEE:

	DWG NO
A. STAGE 2 & 3 DREDGING SECTIONS	40/153
B. U/S & D/S CUT-OFF WALLS	40/157 THRU 40/161

2. D/S & LEFT SIDE CUT-OFF WALLS INSTALLED AFTER STAGE 2 DREDGING.

50' 25' 0 50' 100'
SCALE: 1" = 50'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ William R. Miles, PE
Drawn by: C. HOFFMANN
Design by: TSH
Quantities by: RFJ
Submission Date: 2 DEC 98
Contract No.: DACW59

Date | Description | Appr.
Symbol

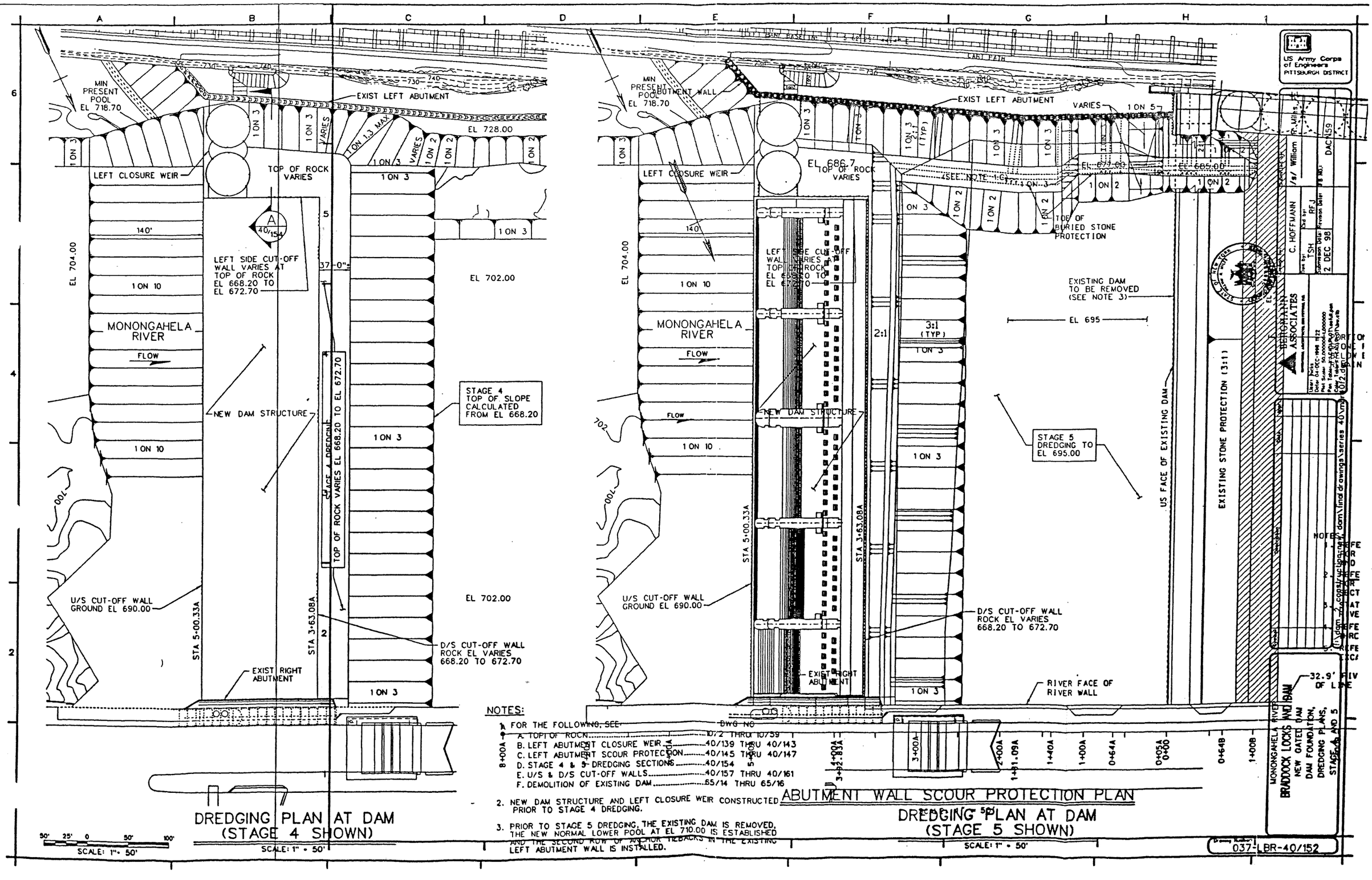
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
DAM FOUNDATION,
DREDGING PLANS,
STAGE 2 AND 3

Drawing No.: 037-LBR-40/151

BERGMANN ASSOCIATES

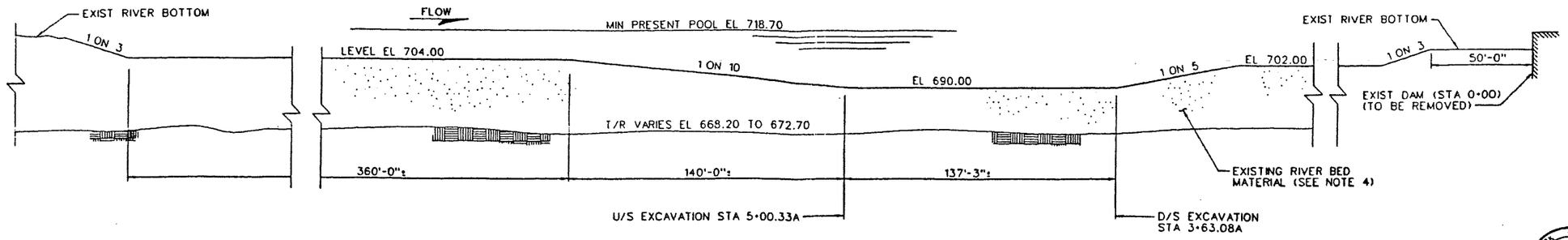
User: jocks
Date: 01-DEC-1998 19:21
Plot Scale: 50.000000/1.000000
Plot Table: NYLCAD4.DTB
Path: M:\LCAD\COMMON\dgn\
File: 40f1.dgn

I:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mr40f1.dgn

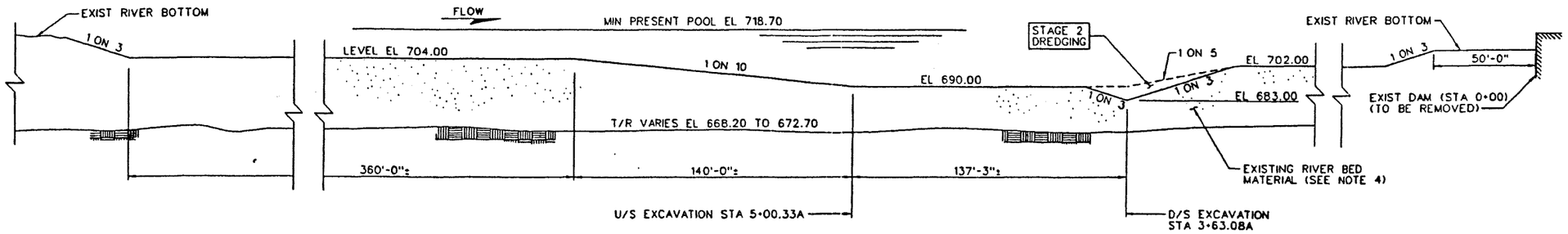


NOTES:

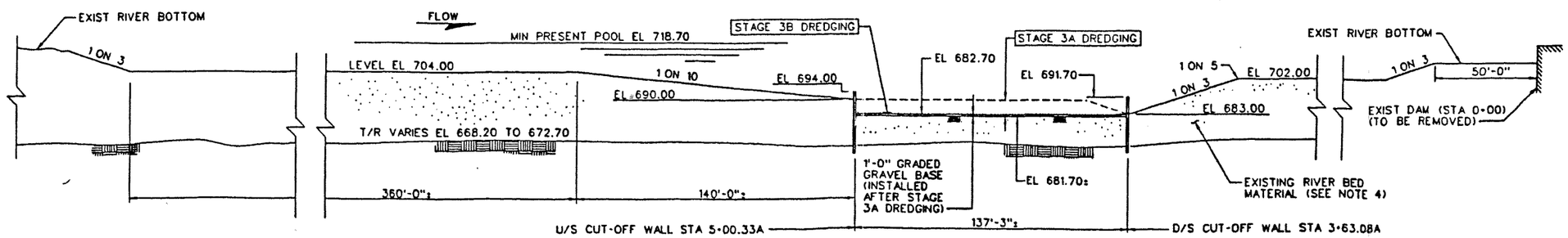
1. FOR THE FOLLOWING, SEE DWG NO
   - A. TOP OF ROCK ..... 10/2 THRU 10/39
   - B. LEFT ABUTMENT CLOSURE WEIR ..... 40/139 THRU 40/143
   - C. LEFT ABUTMENT SCOUR PROTECTION ..... 40/145 THRU 40/147
   - D. STAGE 4 & 5 DREDGING SECTIONS 40/154
   - E. U/S & D/S CUT-OFF WALLS ..... 40/157 THRU 40/161
   - F. DEMOLITION OF EXISTING DAM ..... 65/14 THRU 65/16
2. NEW DAM STRUCTURE AND LEFT CLOSURE WEIR CONSTRUCTED PRIOR TO STAGE 4 DREDGING.
3. PRIOR TO STAGE 5 DREDGING, THE EXISTING DAM IS REMOVED, THE NEW NORMAL LOWER POOL AT EL 710.00 IS ESTABLISHED AND THE SECOND ROW OF ANCHOR TIEBACKS IN THE EXISTING LEFT ABUTMENT WALL IS INSTALLED.



STAGE 1



STAGE 2



STAGE 3

NOTES:

1. FOR THE FOLLOWING, SEE: DWG NO
   A. STAGE 1 DREDGING PLAN 40/150
   B. STAGE 2 AND 3 DREDGING PLAN 40/151
   C. U/S AND D/S CUT-OFF WALLS ..... 40/157 THRU 40/161
   D. DAM FOUNDATION ..... 40/162 AND 40/163
2. U/S AND D/S CUT-OFF WALLS INSTALLED AFTER STAGE 2 DREDGING.
3. STAGE 3B MAINTENANCE DREDGING, IF NECESSARY, SHALL BE PERFORMED PRIOR TO DAM SEGMENT SET-DOWN. THE MAINTENANCE DREDGING SHALL BE SCHEDULED SUCH THAT EL 682.70 IS RE-ESTABLISHED AT DAM SEGMENT SET-DOWN.
4. FOR RIVER BED MATERIAL COMPOSITION AND TOP OF ROCK ELEVATIONS, SEE DRAWINGS 10/2 THRU 10/59.

STAGE 3A - DREDGE TO EL 681.70 AFTER INSTALLATION OF CUT-OFF WALLS

STAGE 3B - MAINTENANCE DREDGE TO EL 682.70 PRIOR TO SET-DOWN OF DAM SEGMENTS

NOTE:

DAM FOUNDATION DRILLED SHAFTS AND H-PILES NOT SHOWN (INSTALLED AFTER STAGE 3A DREDGING & PRIOR TO STAGE 3B DREDGING).

DREDGING SECTIONS (SECTION THROUGH NEW DAM)

SCALE: 1" = 30'

30' 15' 0 30' 60'
SCALE: 1" = 30'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ William R. Miles, PE — DACW59

Design by: C. HOFFMANN — Date: 2 DEC 98

Plan by: TSH — Check by: RFJ — Revision Date:

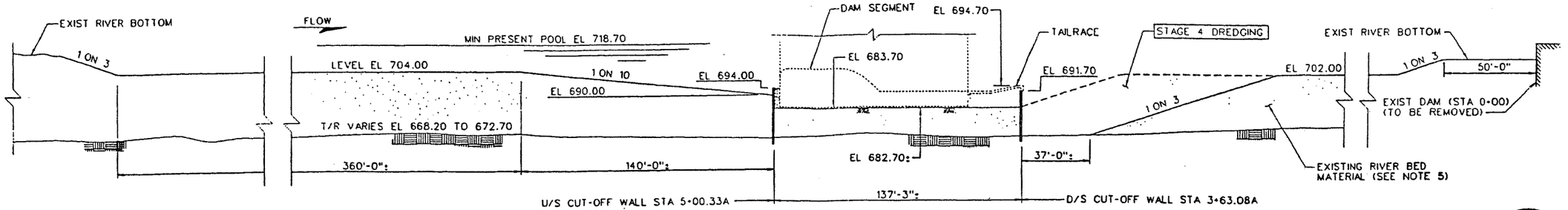
BERGMANN ASSOCIATES

User: jhck1
Date: 04-DEC-1998 09:23
Plot Scale: 30.00000000 '/ Inch
Plot Date: 04-DEC-1998 09:23
Path: N:\CAD\PLOTTING\...
Cmd: Plot N:\CAD\PLOTTING\...
Dwg: f:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mfr037.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

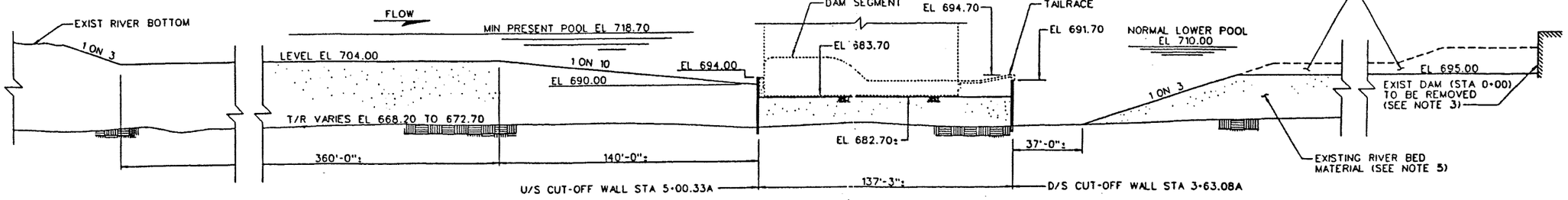
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
DAM FOUNDATION,
DREDGING SECTIONS
STAGES 1, 2 & 3

Drawing Number: 037-LBR-40/153



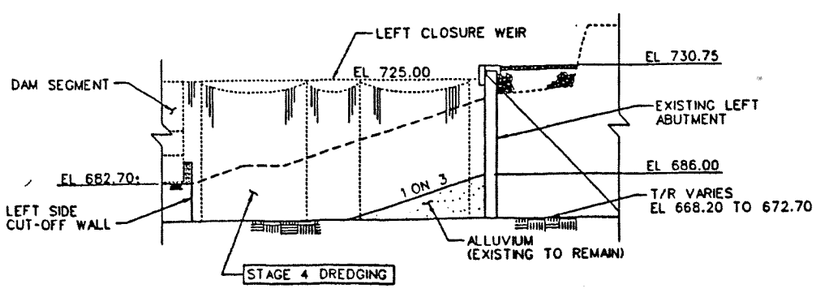
NOTE:
DAM FOUNDATION DRILLED SHAFTS AND H-PILES NOT SHOWN.

STAGE 4



NOTE:
DAM FOUNDATION DRILLED SHAFTS AND H-PILES NOT SHOWN.

STAGE 5



STAGE 4 SECTION (A 40/152)
SCALE: 1" = 30'

NOTES:

1. FOR THE FOLLOWING, SEE: DWG NO
   - A. LEFT ABUTMENT CLOSURE WEIR.....40/139 THRU 40/143
   - B. STAGE 4 AND 5 DREDGING PLANS.....40/152
   - C. U/S AND D/S CUT-OFF WALLS.....40/157 THRU 40/161
   - D. DEMOLITION OF EXISTING DAM.....65/14 THRU 65/16
2. NEW DAM STRUCTURE AND LEFT CLOSURE WEIR CONSTRUCTED PRIOR TO STAGE 4 DREDGING.
3. PRIOR TO STAGE 5 DREDGING, THE EXISTING DAM IS REMOVED, THE NEW NORMAL LOWER POOL AT EL 710.00 IS ESTABLISHED AND THE SECOND ROW OF ANCHOR TIEBACKS IN THE EXISTING LEFT ABUTMENT WALL IS INSTALLED.
4. SCOUR PROTECTION INSTALLED AFTER STAGE 5 DREDGING, SEE DWGS 40/145 THRU 40/147 FOR DETAILS.
5. FOR RIVER BED MATERIAL COMPOSITION AND TOP OF ROCK ELEVATIONS, SEE DRAWINGS 10/13 THRU 10/59.

DREDGING SECTIONS (SECTION THROUGH NEW DAM)
SCALE: 1" = 30'

30' 15' 0 30' 60'
SCALE: 1" = 30'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ William R. Miles, PE — DACW59
Design by: C. HOFFMANN
Drawn by: TSH
Checked by: RFJ
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:

BERGMANN ASSOCIATES

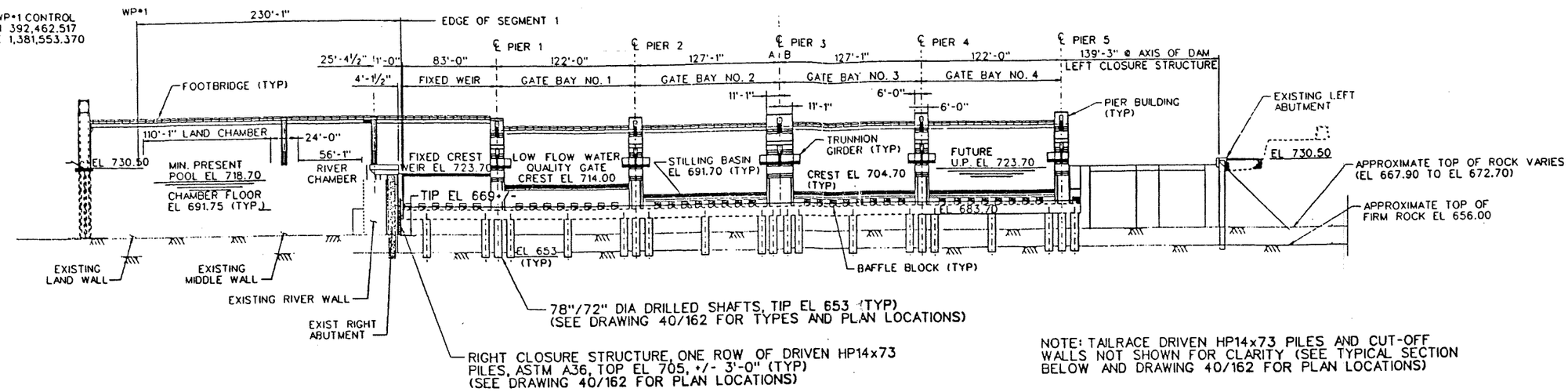
User: jhc3
Plotted: 04-DEC-1998 10:24
Path: R:\CAD\BRADDOCK\DAM\Dwgs\40\040154.dgn
Ref Files: R:\CAD\BRADDOCK\DAM\Dwgs\Ref\Dam_Tables.dgn
Other Files: R:\CAD\BRADDOCK\DAM\Dwgs\Ref\Dam_Tables.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

I:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 40\mg040154.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
DAM FOUNDATION,
DREDGING SECTIONS
STAGES 4 & 5

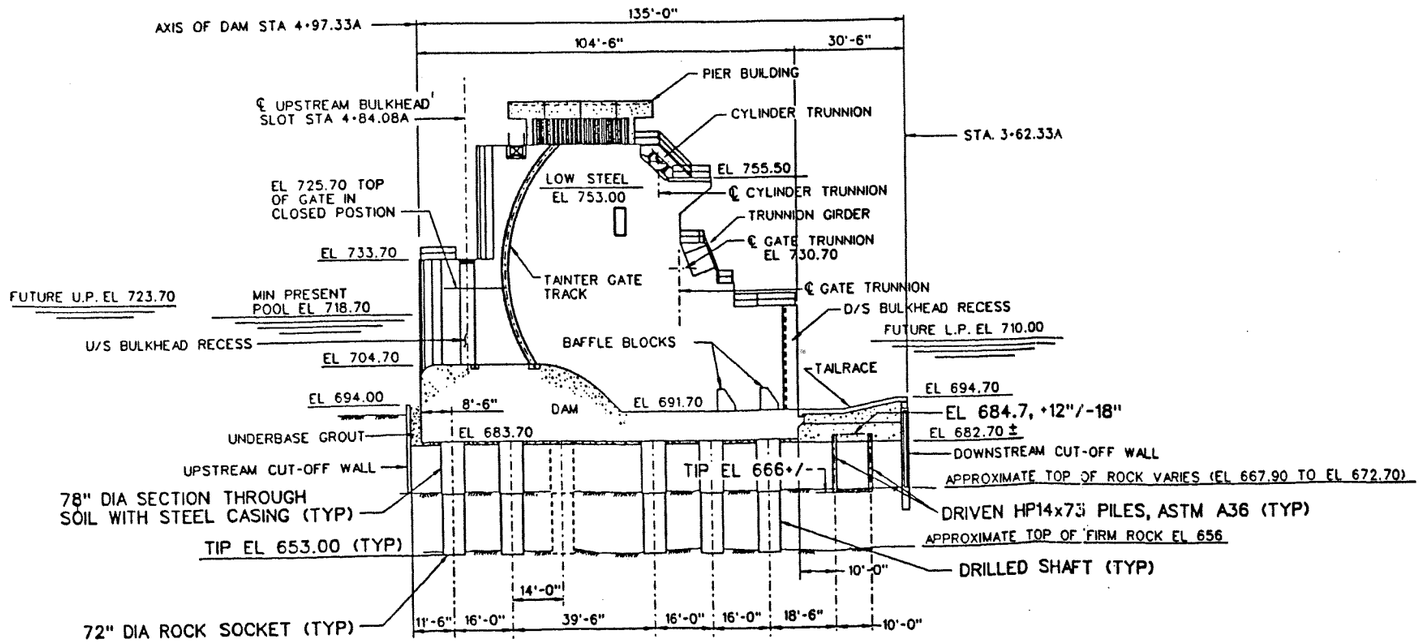
Drawing Number: 037-LBR-40/154



NOTE: TAILRACE DRIVEN HP14x73 PILES AND CUT-OFF WALLS NOT SHOWN FOR CLARITY (SEE TYPICAL SECTION BELOW AND DRAWING 40/162 FOR PLAN LOCATIONS)

DOWNSTREAM ELEVATION

SCALE: 1" = 50'



TYPICAL SECTION (GATE BAYS 2 - 4)

SCALE: 1" = 20'

20' 10' 0 20' 40'
SCALE: 1"= 20'

50' 25' 0 50' 100'
SCALE: 1"= 50'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by:

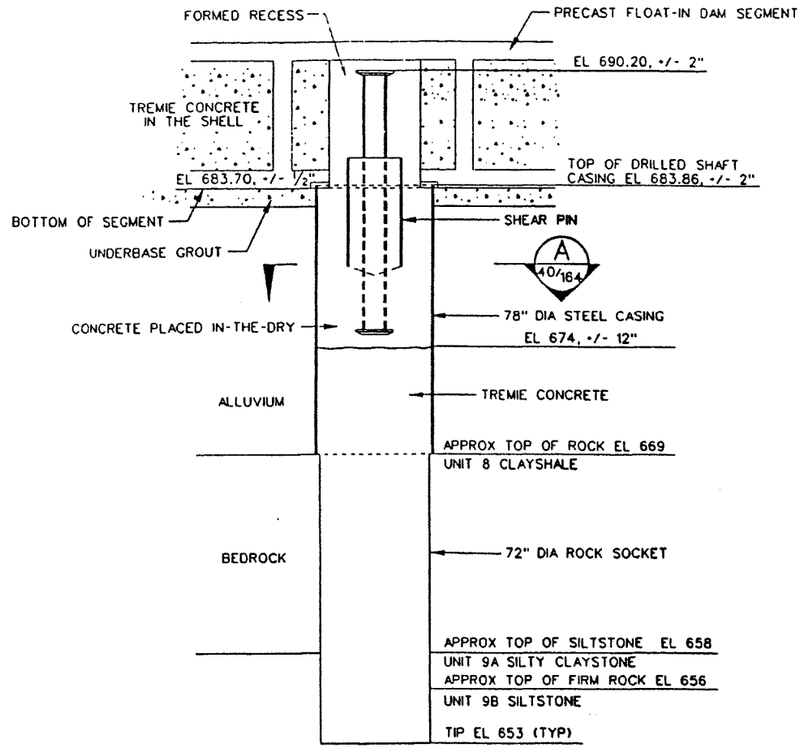
Design by: C. LEWIS
Drawn by: DAM
Checked by: CJL
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
CB NO.: DACW59
Sheet 2 of 6

D'APPOLONIA
BERGMANN ASSOCIATES

Symbol	Description	Date	Appr

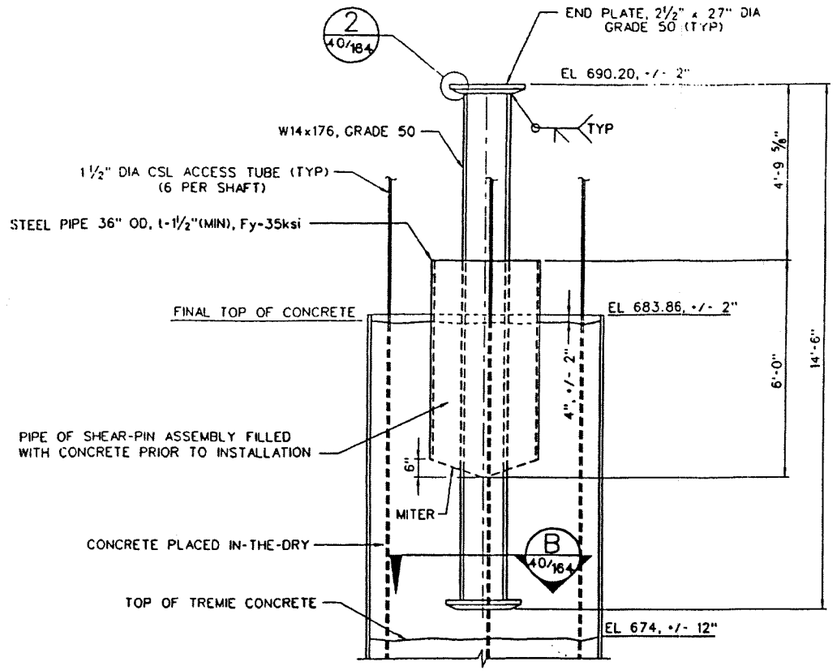
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
DAM FOUNDATION
FOUNDATION & SET-DOWN DRILLED SHAFTS AND TAILRACE & RIGHT CLOSURE H-PILES
ELEVATION AND SECTION

Drawing Number: 037-LBR-40/163



TYPE A/FOUNDATION DRILLED SHAFT SECTION

SCALE: 1/4" = 1' - 0"

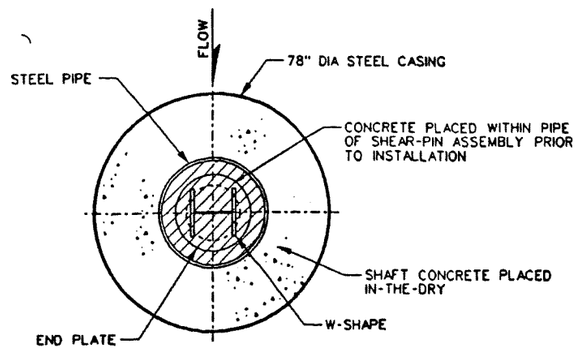


TYPE A SHAFT HEAD DETAIL 1 40/166

SCALE: 1/2" = 1' - 0"

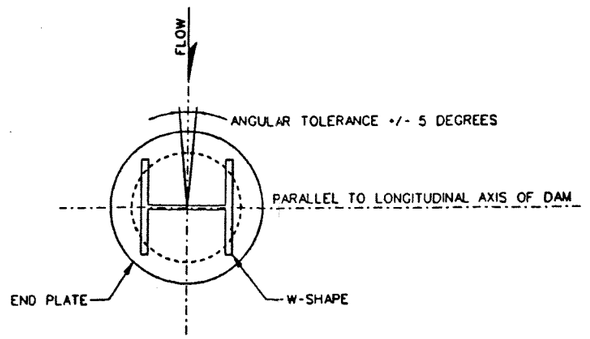
CHAMFER DETAIL 2 40/164

NOT TO SCALE



SECTION A 40/164

SCALE: 1/2" = 1'-0"



SECTION B 40/164

SCALE: 1" = 1'-0"

NOTES

REINFORCING STEEL BARS ARE NOT SHOWN FOR CLARITY.

CSL TESTING SHALL BE COMPLETED THROUGH TREMIE CONCRETE AND THE ACCESS TUBES SHALL BE CUT OFF BELOW THE PLANNED FINAL TOP OF CONCRETE BEFORE INSTALLING THE SHEAR-PIN ASSEMBLY.

FLOW DIRECTION IS SHOWN PARALLEL TO THE TRANSVERSE AXIS OF THE DAM.

THE TYPE A SHAFT CASING SHALL NOT BE DEWATERED FOR SHEAR PIN INSTALLATION AND THE IN-THE-DRY (FINAL) PLACEMENT OF CONCRETE, UNTIL THE IN-PLACE TREMIED CONCRETE ATTAINS A MINIMUM COMPRESSIVE STRENGTH OF 2000 PSI.

REFER TO SECTION B ON THIS DRAWING FOR THE REQUIRED PLAN ORIENTATION OF THE SHEAR PIN W-SHAPE WITH RESPECT TO THE DAM AXES.

THE SHEAR-PIN ASSEMBLY SHALL BE POSITIONED HORIZONTALLY WITHIN PLUS/MINUS 2-INCHES OF THE THEORETICAL GRID LOCATION SHOWN ON DRAWING 40/162, WHICH WILL NOT NECESSARILY COINCIDE WITH THE CENTERLINE OF THE AS-BUILT DRILLED SHAFT. THE CONTRACTOR SHALL SECURE THE SHEAR PIN IN THE STEEL CASING TO PREVENT THE ASSEMBLY FROM BEING DISLODGED DURING PLACEMENT AND INITIAL SET OF THE FINAL IN-THE-DRY CONCRETE PLACEMENT.

SCALE: 1/4" = 1'-0"
24" 0 2' 4' 6' 8' 10'

SCALE: 1/2" = 1'-0"
12" 0 1' 2' 6' 4' 10'

SCALE: 1" = 1'-0"
12" 0' 1' 2'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by:
Design by: C. LEWIS
Date by: DAM
Checked by: CJL
Approved by:
Date: 2 DEC 98
Revision Date:
File No.: DACW59
Sheet 3 of 6

KIRKHAM ASSOCIATES / D'APPOLONIA

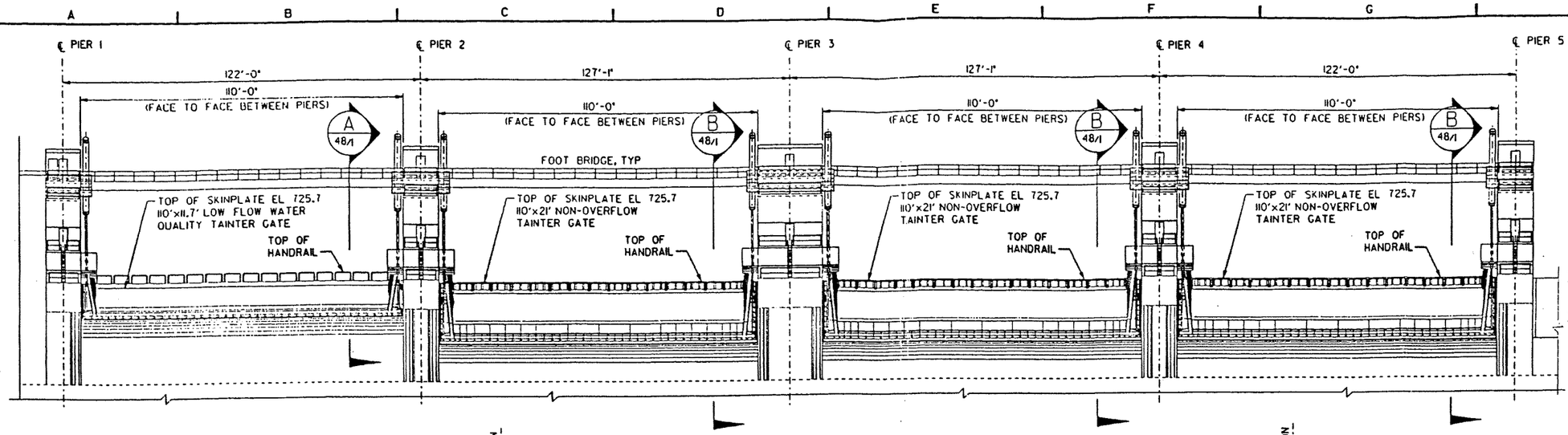
Layer:
Style:
Plot Scale:
Pen Table:
Color Table:

Symbol	Description	Date	Appr.

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
DAM FOUNDATION
TYPE A / FOUNDATION DRILLED SHAFT
GENERAL SECTION AND SHAFT HEAD DETAIL

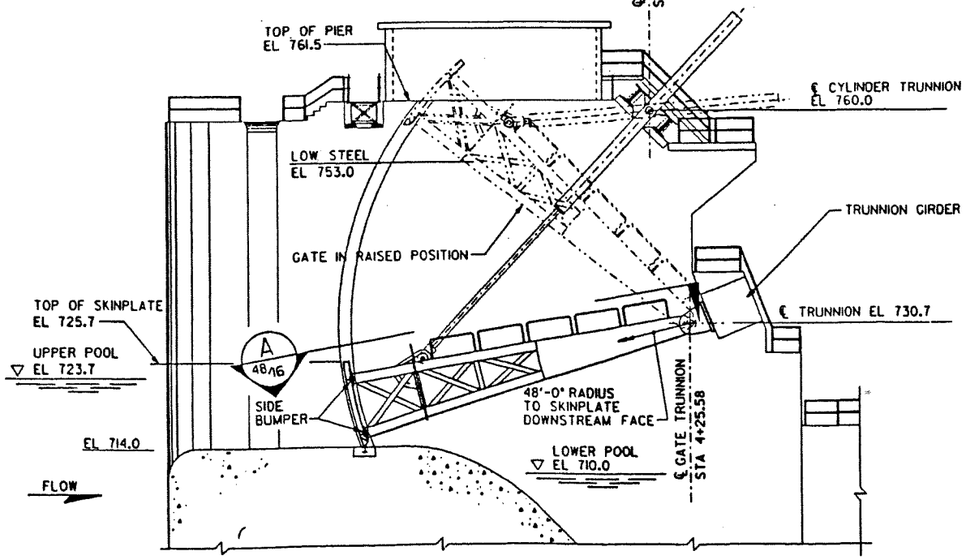
Drawing Number:
037-1-BR-40/164

DOORSNEDE
NIEUW ONTWERP



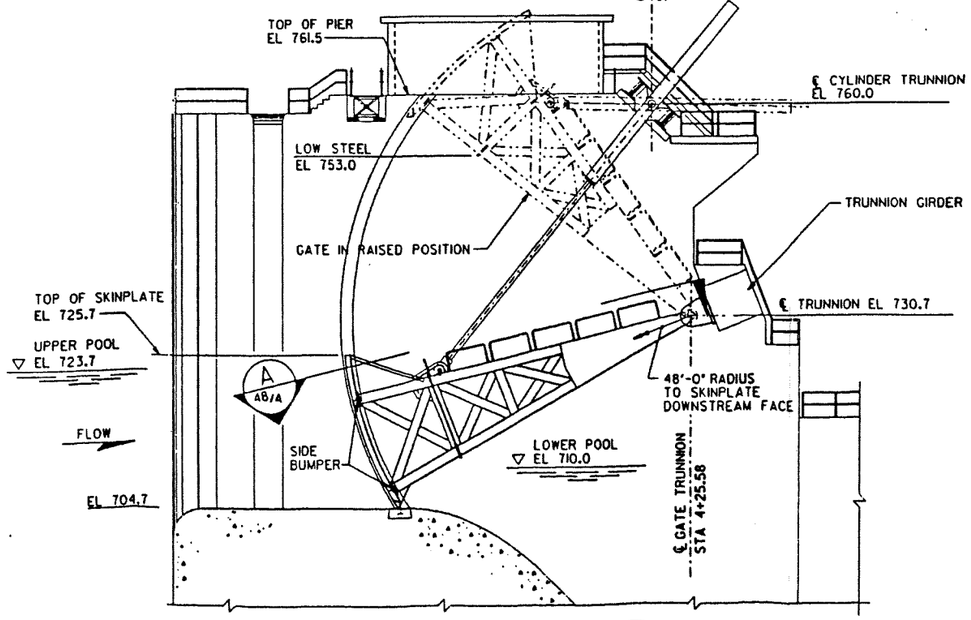
DOWNSTREAM ELEVATION

SCALE: 1" = 20'



SECTION A 48/1

110'x11.7' LOW FLOW WATER QUALITY TAINTER GATE
SCALE: 1" = 10'



SECTION B 48/1

110'x21' NON-OVERFLOW TAINTER GATE
SCALE: 1" = 10'

10' 5' 0 10' 20'
SCALE: 1" = 10'

20' 10' 0 20' 40'
SCALE: 1" = 20'

NOTES:

1. FOR GENERAL NOTES, SYMBOLS, AND ABBREVIATIONS, SEE DRAWING 48/2.
2. ONE 110'x11.7' AND THREE 110'x21' GATES ARE TO BE PROVIDED. ALL GATES SHALL BE SYMMETRICAL ABOUT THEIR CENTERLINE.

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by:
Design by: J.W. SALAMON
Drawn by: KKG
Checked by: MJM/CKS
Submission Date: 2 DEC 1998
Revision Dates:
DACW59
Sheet 1 of 23

PREPARED BY:
HARZA ENGINEERING COMPANY
CHICAGO, ILLINOIS

Symbol | Description | Date | Appr

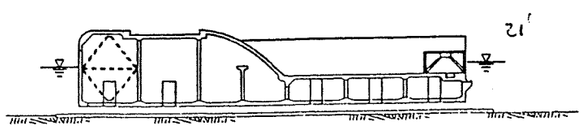
MBR480I.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
TAINTER GATES
GENERAL ARRANGEMENT
ELEVATION AND SECTIONS

Drawing Number: 037-LBR-48/1

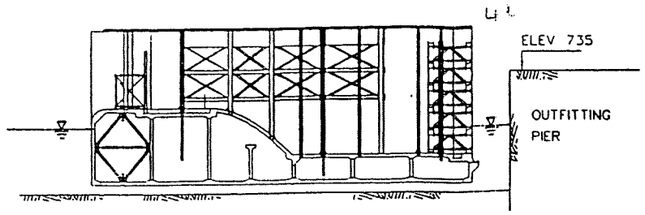
STAGE 1: ASSEMBLE AND LAUNCH SEGMENTS

(SEE DRWGS 40/94, 40/96, 65/4,65/5, 65/6 FOR SEQUENCE DETAILS)



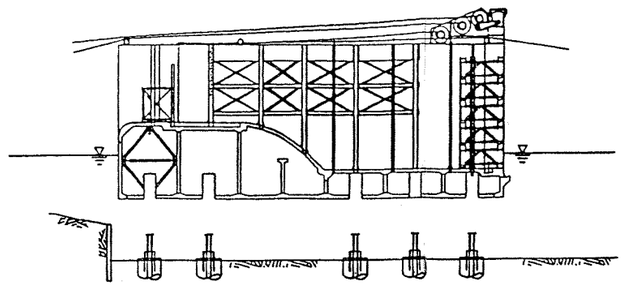
STAGE 2: OUTFITTING PIER

(SEE DRWGS 40/95, 40/97, 65/4, 93/1-4,



STAGE 3: POSITION AND SET-DOWN

(SEE DRWGS 40/79 THRU 99 & 65/7- 9)



ASSEMBLE SEGMENT

- ERECT PRECAST PANELS
- CAST BOTTOM SLAB
- POST-TENSION SLAB
- CAST PANEL CLOSURES
- INSTALL TEMP BRACING INSIDE SHELLS
- FORM AND CAST TOP SLABS
- PLACE BALLAST CONCRETE
- INSTALL D/S BULKHEADS
- INSTALL TEMP BALLAST SYSTEM
- INSTALL MOORING AND TOWING BRACKETS
- INSTALL D/S GROUT BAGS

LAUNCH & TOW

- BREAK BOND UNDER SEGMENT
- FLOOD UPPER AND LOWER BASIN
- FLOAT SEGMENT TO LOWER BASIN
- LOWER WATER LEVEL
- REMOVE DIKE
- FLOAT SEGMENT TO RIVER
- TOW TO OUTFITTING PIER

OUTFIT FOR IMMERSION

- COMPLETE TOP SLABS
- PLACE ADDITIONAL BALLAST CONCRETE
- EXTEND PIER WALLS TO 726
- INSTALL TREMIE GUIDE SLEEVE AND TEMP WORK DECK
- INSTALL BALLAST SYSTEM
- INSTALL HORN GUIDES
- INSTALL WINCHES
- INSTALL U/S BULKHEADS AND REMAINING D/S BULKHEADS
- INSTALL FLAT JACKS

PREPARE SUBGRADE FOR SET-DOWN

- RESOUND SET-DOWN AREA AND REMOVE ANY SILTATION WITH SUNCTION PUMP
- INSTALL INFLATABLE FABRIC BAGS TO SUB-DIVIDE UNDERBASE GROUTING AREA

POSITION SEGMENT

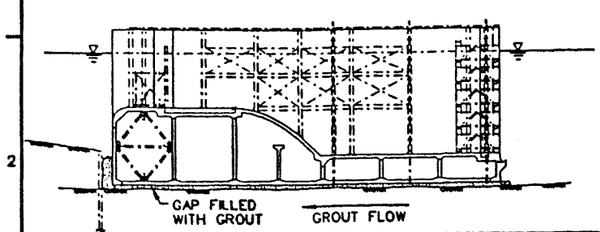
- TRIM SEGMENT
- CONNECT SUPPORT TUGS
- MOVE SEGMENT TO DAM AXIS
- HOLD PARALLEL TO CURRENT
- CONNECT MOORING LINES
- INITIATE ROTATION AND TENSION MOORING LINES
- RELEASE TUG
- REMOVE TOWING ATTACHMENTS
- POSITION PARALLEL TO DAM AXIS

SET-DOWN SEGMENT

- POSITION SET-DOWN BRACKET OVER HORN GUIDE
- BALLAST SEGMENT TO WITHIN 4" OF GRADE
- MAKE FINAL ALIGNMENT WITH HYDRAULIC RAM
- SET-DOWN AND LEVEL SEGMENT
- GROUT FLAT JACKS
- FLOOD PIERS (SEE NOTE 1)

STAGE 4: GROUTING

(SEE DRWGS 40/60,66,67 & 65/12 FOR DETAILS OF GROUTING SEQUENCE)



UNDERBASE GROUTING

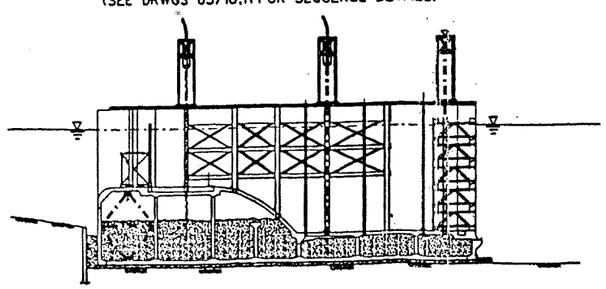
- FILL D/S FABRIC BAG WITH GROUT
- INFLATE TRANSVERSE FABRIC BAGS WITH WATER
- PLACE UNDERBASE GROUT ONE AREA AT A TIME

PILE TOP GROUTING

- RELEASE AND REMOVE FLAT-JACK ON SET-DOWN DRILLED SHAFTS
- GROUT TOPS OF DRILLED SHAFTS

STAGE 5: TREMIE INFILL OF SEGMENT

(SEE DRWGS 65/10,11 FOR SEQUENCE DETAILS)

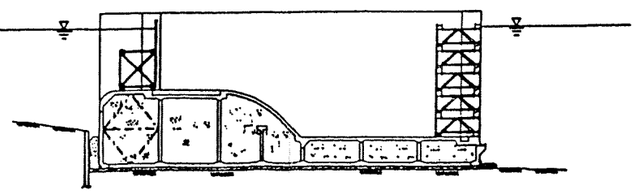


TREMIE INFILL OF SEGMENT

- PLACE TREMIE IN ALL COMPARTMENTS ON PILE LINES. (UP TO A MAX DEPTH OF 19')
- FILL DOWNSTREAM COMPARTMENTS
- PLACE 11-FEET OF TREMIE IN U/S COMPARTMENTS

STAGE 6: COMPLETE INFILL (IN-THE-DRY)

(SEE DRWGS 48/33, 65/10,11 FOR SEQUENCE DETAILS)



FINAL INFILL OF SEGMENT

- FILL PIERS IN 5 FEET LIFTS
- DEWATER ONE BAY AT A TIME
- REMOVE TREMIE GUIDE SLEEVES AND TEMP WORK PLATFORM
- PLACE REMAINING INFILL CONCRETE IN 5-FEET LIFTS

NOTES:

1. IN THE EVENT OF HIGH WATER, THE BAYS SHALL BE FLOODED BEFORE THE RIVER ELEVATION REACHES 722. PRIOR TO FLOODING THE FIXED WEIR BAY, TEMPORARY SUPPORT SHOWN ON DWG 40/66 SHALL BE USED.

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE — Date: DACW59

Design by: R. BITTNER — Drawn by: MS — Checked by: RB — Submission Date: Revision Date: 2 DEC 98

BENJAMIN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK INC. Consulting Engineers

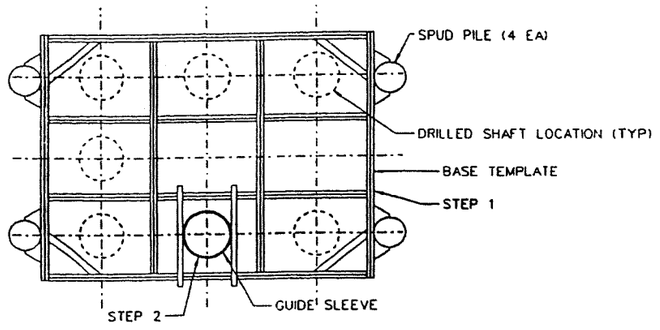
User: jhicks
Date: 04-DEC-1998 14:20
Plot Scale: 20.000000'/1.000000
Plot Time: N:\CADD\LOT\set1d.pen
Plot Date: N:\CADD\LOT\set1d.ctb
S:\01.dgn

No.	Description	Date

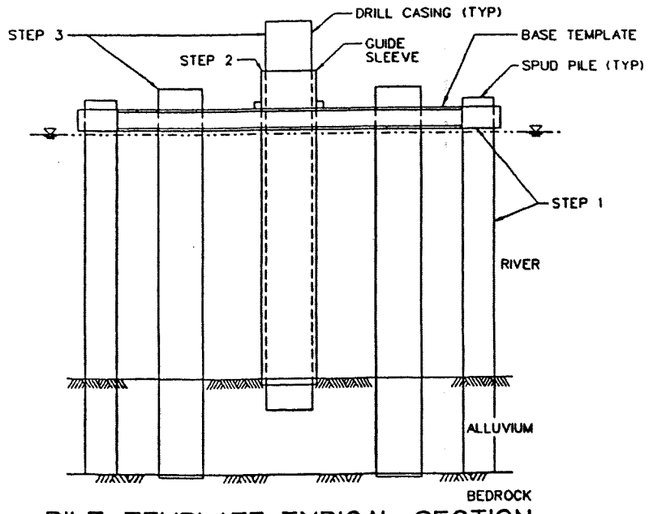
I:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 65\mb

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
GENERAL SEQUENCE OF SEGMENT

Drawing Number: 037-LBR-65/1

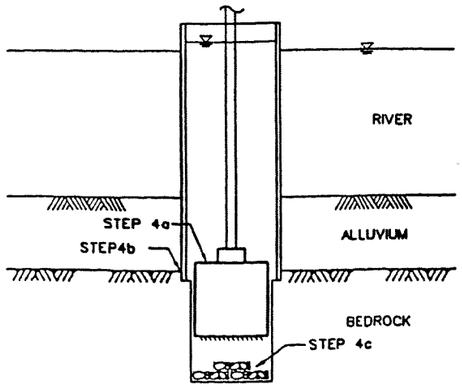


PILE TEMPLATE LAYOUT - PLAN



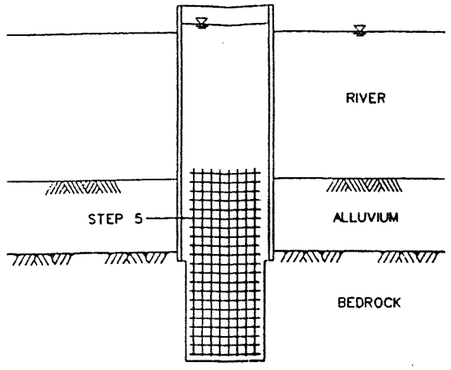
PILE TEMPLATE-TYPICAL SECTION

STEPS 1, 2 AND 3

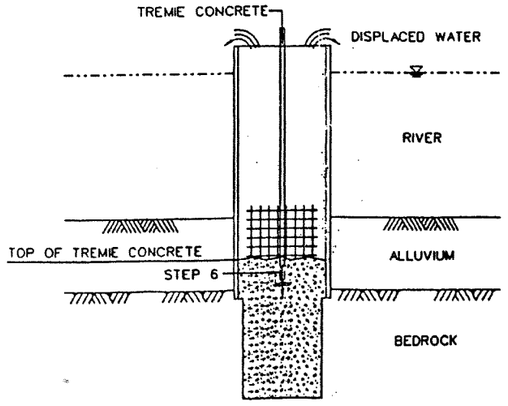


STEPS 4a, 4b AND 4c

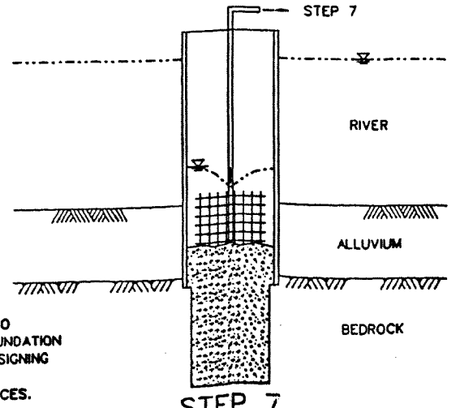
PROCEDURES AND TEMPLATE SYSTEM ARE INTENDED TO SHOW ONE POSSIBLE METHOD OF INSTALLING THE FOUNDATION DRILLED SHAFT. CONTRACTOR IS RESPONSIBLE FOR DESIGNING PROCEDURES AND TEMPLATE SYSTEM TO ACCOMPLISH THIS WORK TO THE SPECIFIED RESULTS AND TOLERANCES.



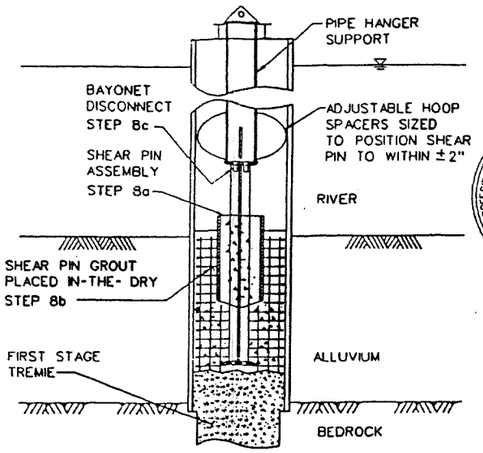
STEP 5



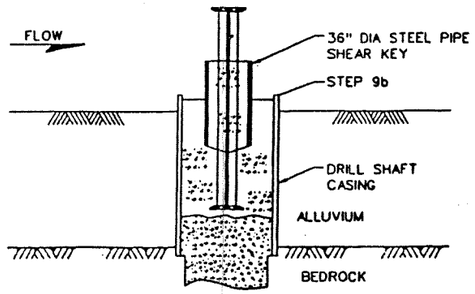
STEP 6



STEP 7



STEPS 8a, 8b AND 8c



STEPS 9a AND 9b

NOTES:

1. POSITION BASE TEMPLATE AND ANCHOR TEMPLATE IN POSITION WITH "SPUD" PILES.
2. POSITION GUIDE SLEEVE ON TOP SURFACE OF BASE TEMPLATE, ADJUST GUIDE SLEEVE BY PRECISE SURVEY, AND THEN SECURE IT TO THE BASE TEMPLATE.
3. PLACE STEEL DRILL CASING IN GUIDE SLEEVE, "STAB" CASING INTO THE SOIL, CHECK CASING FOR PLUMBNESS AND RESET AS NECESSARY. THEN ADVANCE DRILL CASING THROUGH SOIL AND SEAT INTO THE TOP OF ROCK. REMOVE THE GUIDE SLEEVE AND SECURE THE TOP OF THE DRILL CASING TO THE BASE TEMPLATE.

   REPEAT STEPS 2 AND 3 TO POSITION AND SEAT STEEL CASINGS FOR THE OTHER DRILLED SHAFTS IN THE GROUP.
4. a) DRILL THE SHAFT TO THE PRESCIBED DEPTH, CAPTURE DRILL CUTTINGS AND PLACE THEM IN A DUMP SCOW FOR FINAL DISPOSITION.

   b) RE-SEAT THE DRILL CASING INTO THE TOP OF ROCK.

   c) CLEAN THE DRILL HOLE WITH A ROCK AUGER, "MUCK" BUCKET, AIR-LIFT AND/OR OTHER ACCEPTED METHODS, AS NECESSARY.
5. FOLLOWING INSPECTION AND ACCEPTANCE OF THE DRILL HOLE BY THE CONTRACTING OFFICER'S REPRESENTATIVE, PLACE THE MAIN STEEL REINFORCING CAGE.
6. PLACE THE INITIAL STAGE OF CONCRETE VIA TREMIE METHODS. AFTER INITIAL SET JET OFF TOP SURFACE OF TREMIE AND PUMP OUT SUSPENDED MATERIAL.
7. AFTER CONCRETE HAS ATTAINED SPECIFIED STRENGTH, DEWATER THE DRILL CASING, AND VERIFY WATERTIGHTNESS.
8. a) INSTALL SHEAR PIN ASSEMBLY WITH SPACERS SIZED TO POSITION SHEAR PIN TO WITHIN ±2" OF THE THEORETICAL REQUIRED HORIZONTAL POSITION (RELATIVE TO DAM AXIS).

   b) PLACE SHEAR PIN GROUT IN-THE-DRY WITH PUMP FROM TOP OF CASING. STOP GROUT PLACEMENT WHEN GROUT LEVEL REACHES PRE-SET MARK ON SHEAR PIN.

   c) ALLOW SHEAR PIN GROUT TO CURE MINIMUM 48 HOURS AND DISCONNECT HANGER SUPPORT AT BAYONET DISCONNECT.
9. a) FILL CASING WITH WATER.

   b) LOWER "ABRASIVE WATER-JET" INSIDE CASING TO TOP OF GROUT LAYER, AND CUT OFF CASING FROM ABOVE WATER.

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
DACW59

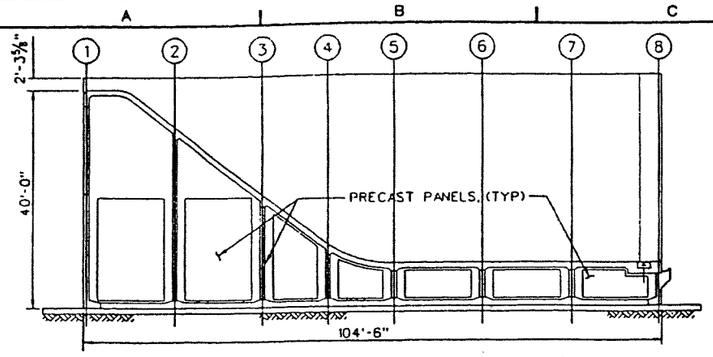
Drawn by: C. LEWIS
Check by: RB
Submission Date: 2 DEC 98
Design by:
Date:
Checked by: WS

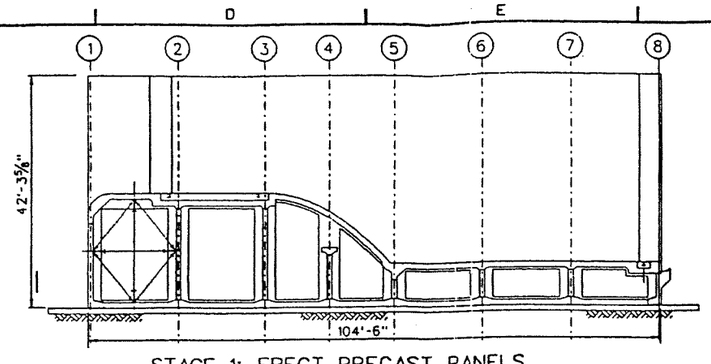
BERGMANN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC.
Consulting Engineers

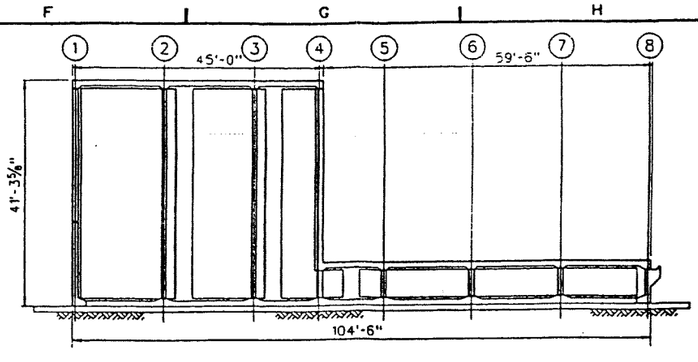
Symbol | Description | Date | Appr.
i:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 65\mb6503.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
FOUNDATION DRILLED SHAFT
INSTALLATION

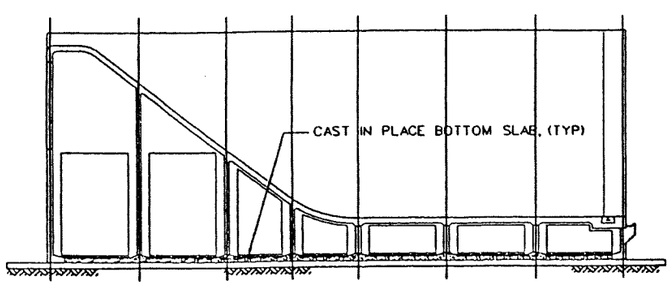
Drawing Number: 037-LBR-65/3

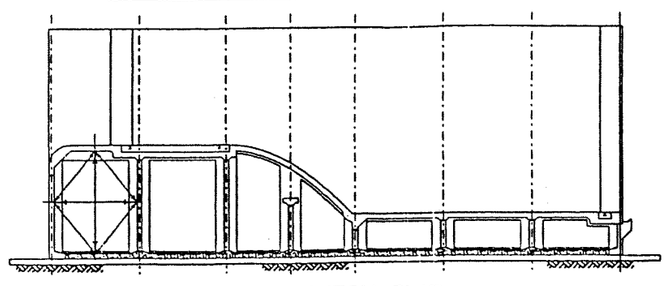


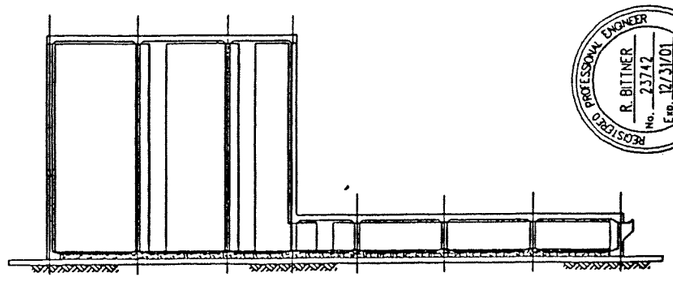




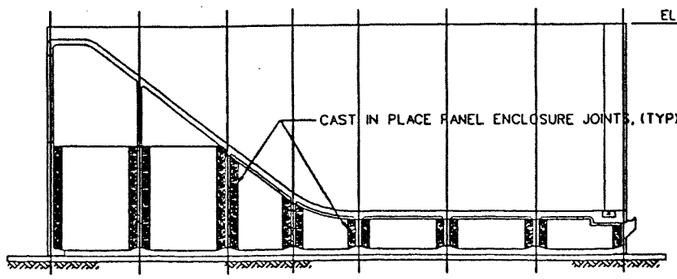
STAGE 1: ERECT PRECAST PANELS

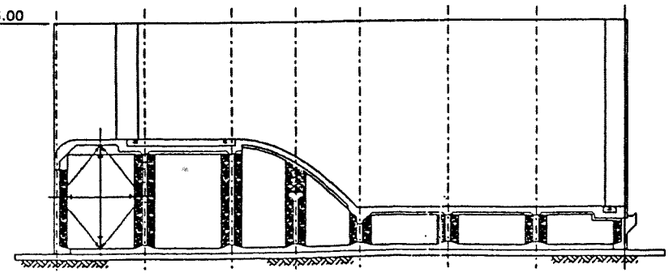


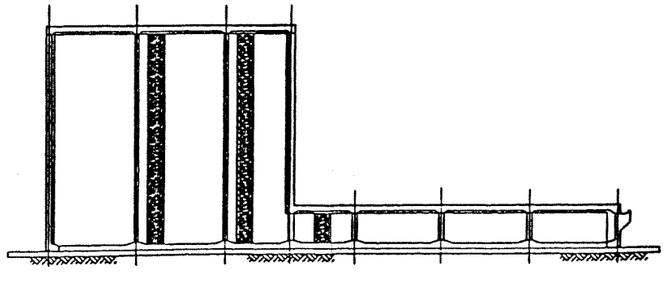




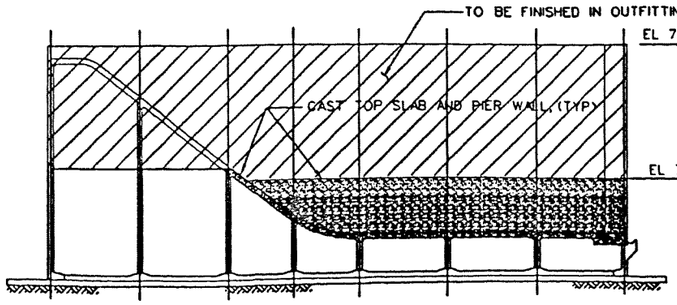
STAGE 2: CAST BOTTOM SLAB



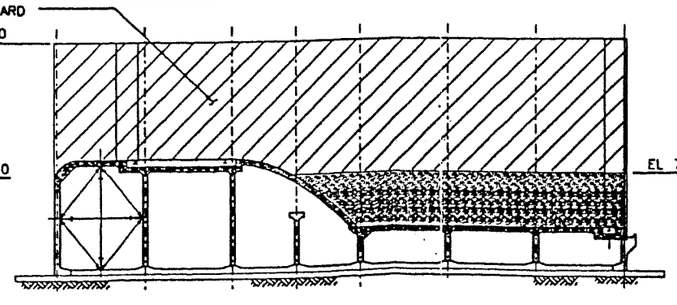




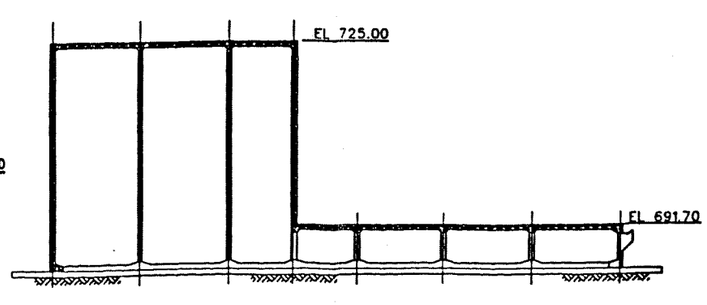
STAGE 3: CAST PANEL ENCLOSURES



FIXED CREST WEIR



STAGE 4: CAST TOP SLAB AND PIER WALLS



LEFT END WALL

STANDARD GATE BAY (AS SHOWN)
WATER QUALITY GATE BAY (SIMILAR)

NOTE: 1. SEQUENCE LAYOUTS DRAWN NOT TO SCALE
2. FOR PRECAST PANEL LAYOUT, SEE DWG 40/36

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
Designed by: Y.Y. HSU
Drawn by: FL
Checked by: RB
Submission Date: 2 DEC 98
Contract No.: DACW59

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

BENJAMIN / BEN C. GERWICK, INC.
ASSOCIATES / Consulting Engineers

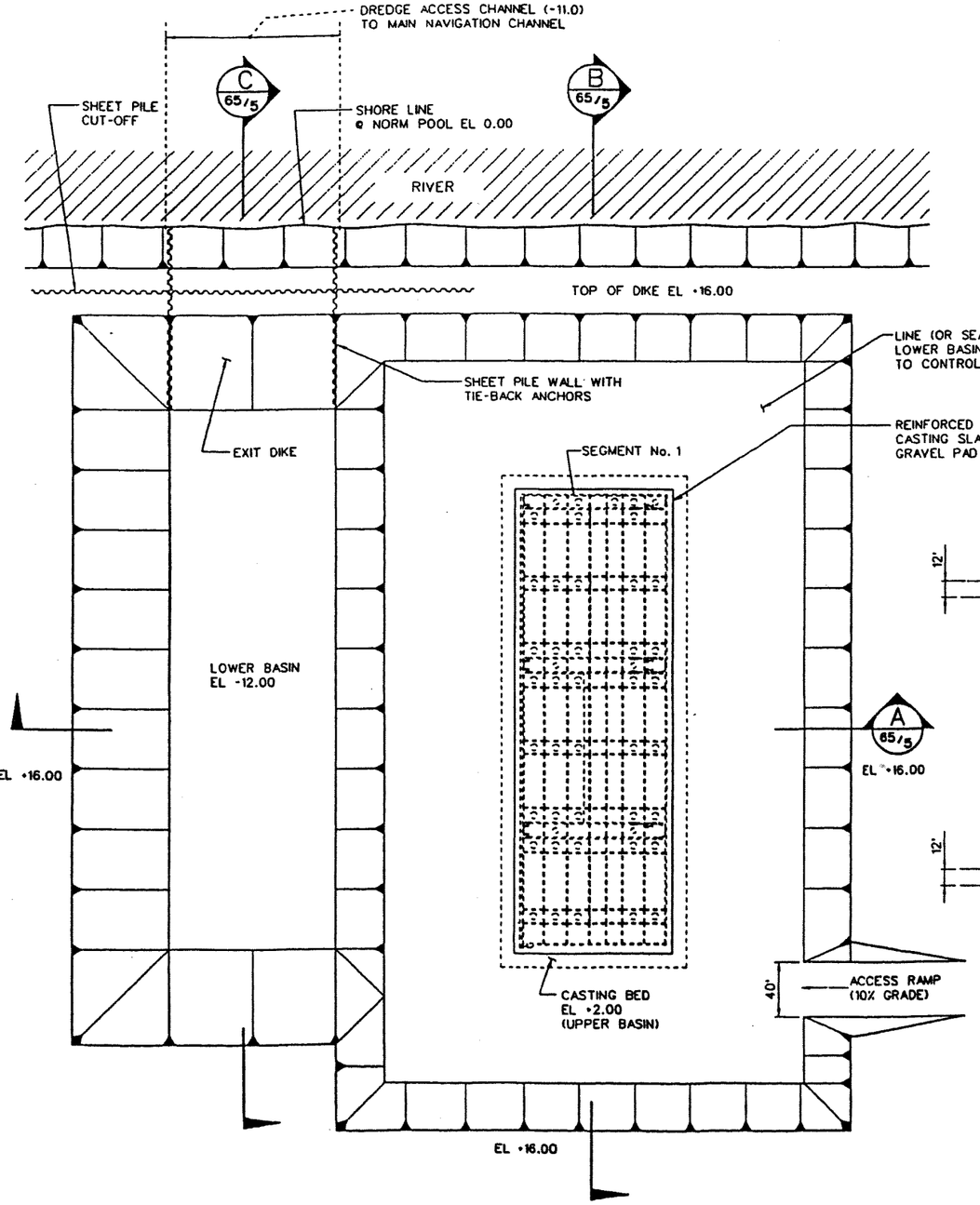
User: jbaka
Date: 04-DEC-1998 15:28
Plot Scale: 13.333333 i.1.000000
Pen Table: #:\CADD\LDT\ben8.pen
Plot Driver: #:\CADD\LDT\dm.rib
650504.dgn

Symbol | Description | Date | App.

F:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 65\m

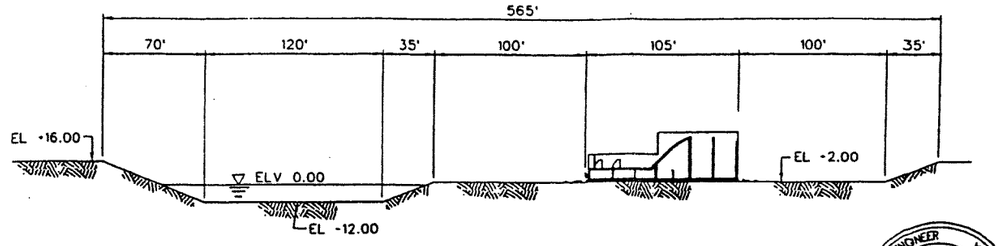
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
PRECAST DAM SEGMENT
ASSEMBLY

Drawing Number: 037-LBR-65/4



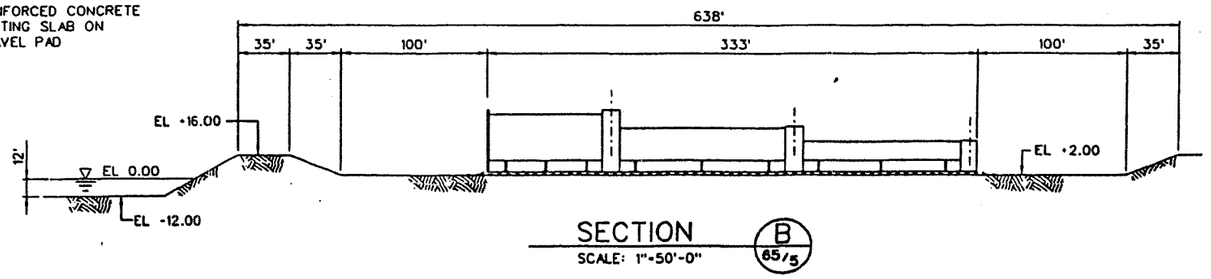
PLAN OF CASTING BASIN

SCALE: 1"= 50'



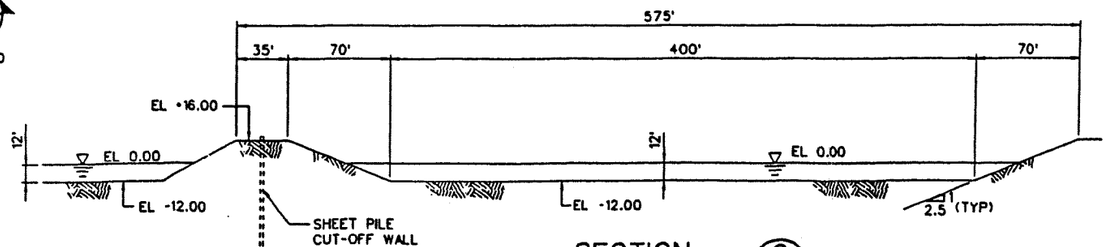
SECTION A

SCALE: 1"=50'-0"



SECTION B

SCALE: 1"=50'-0"



SECTION C

SCALE: 1"=50'-0"

NOTES

1. ALL ELEVATIONS ARE REFERENCED TO NORMAL POOL ELEVATION.
2. ELEVATIONS WILL VARY DEPENDING ON SITE LOCATION.
3. LAUNCH SEGMENT BY FLOODING BASIN TO EL +14.00, FLOATING SEGMENT OVER LOWER BASIN, LOWERING WATER TO RIVER LEVEL, AND REMOVING EXIT DIKE. SEE DRAWING 65/6 FOR LAUNCH SEQUENCE.
4. LOWER BASIN AND UPPER BASIN MAY BE LOCATED END TO END RATHER THAN SIDE TO SIDE.
5. THE CAST/LAUNCH FACILITY AND METHOD SHOWN ARE INTENDED TO SHOW ONE POSSIBLE FACILITY AND METHOD. CONTRACTOR IS RESPONSIBLE FOR DESIGNING PROCEDURES AND FACILITIES TO ACCOMPLISH THIS WORK TO THE SPECIFIED RESULTS AND TOLERANCES.
6. CONTRACTOR SHALL BE RESPONSIBLE FOR DESIGNING A BOND RELEASE SYSTEM BETWEEN THE UNDERSIDE OF THE SEGMENTS AND THE TOP OF THE CASTING SLAB TO ENSURE THAT THE SEGMENT FLOATS FREE OF THE CASTING SLAB WHEN THE BASIN IS FLOADED.
7. CONTINGENCY MOORING REQUIRED FOR COMPLETED SEGMENT AT CASTING SITE IF CASTING SITE IS LESS THAN 48 HOUR TOW FROM OUTFITTING PIER.

50' 25' 0 50' 100'
SCALE: 1"= 50'

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
Drawn by: R. BITTNER
Checked by: AK
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
Job No.: DACW59
Sheet 1 of 2

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

BERGMANN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC.

User: jhss
Plot: 04-DEC-1998 15:43
Pen Table: S:\CAD\PLOT\mk4.pen
Color Table: S:\CAD\PLOT\mk.ctb
Dgn: 305.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

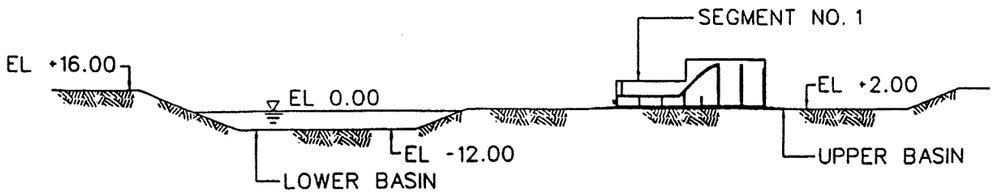
I:\dam_2 construction-new dam\final drawings\series 65\mk305.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
LAUNCHING PROCEDURE FOR DAM SEGM.

Drawing Number: 037-LBR-65/5

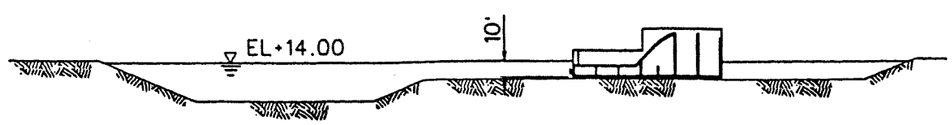
STAGE 1

1. EXCAVATE BASIN AND INSTALL SHEETPILE CUT-OFF WALL.
2. PREPARE CASTING BED.
3. CONSTRUCT SEGMENT No.1 AND PLACE SOLID BALLAST TO TRIM.
4. INSTALL DOWNSTREAM TRANSPORT BULKHEADS.



STAGE 2

1. FLOOD BASIN TO ELEVATION +14.00 AND FLOAT SEGMENT.
2. BALLAST SEGMENT TO LEVEL CONDITION WITH AN APPROXIMATE DRAFT OF 10 FT.
3. REPOSITION SEGMENT OVER LOWER BASIN WITH WINCHES LOCATED ON BANK OF BASIN.



STAGE 3

1. DRAIN BASIN BACK TO OUTSIDE RIVER ELEVATION.
2. EXTRACT SHEETPILE CUT-OFF WALL.
3. EXCAVATE EXIT DIKE.
4. ATTACH TRANSPORT TUGS TO SEGMENT AND EXIT CASTING BASIN.
5. TOW SEGMENT TO OUTFITTING SITE FOR FINAL COMPLETION AND OUTFITTING FOR IMMERSION.

STAGE 4

1. RECONSTRUCT EXIT DIKE.
2. RE-INSTALL SHEETPILE CUT-OFF WALL.
3. CLEAN-OFF CASTING BED AND CONSTRUCT SEGMENT NO. 2.
4. REPEAT STAGES 2 AND 3, AND FOR SEGMENT NO. 2.

NOTES:

1. SEE DWG 65/5 FOR CONCEPTUAL LAYOUT OF TWO LEVEL CASTING BASIN.

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
COMMONWEALTH OF PENNSYLVANIA

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
Drawn by: R. BITTNER
Chkd by: AK
Submission Date: 2 DEC 98
Revision Date:
Chkd by: RB
File No.: DACW59
Sheet 2 of 2

ABRAHAM/BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers

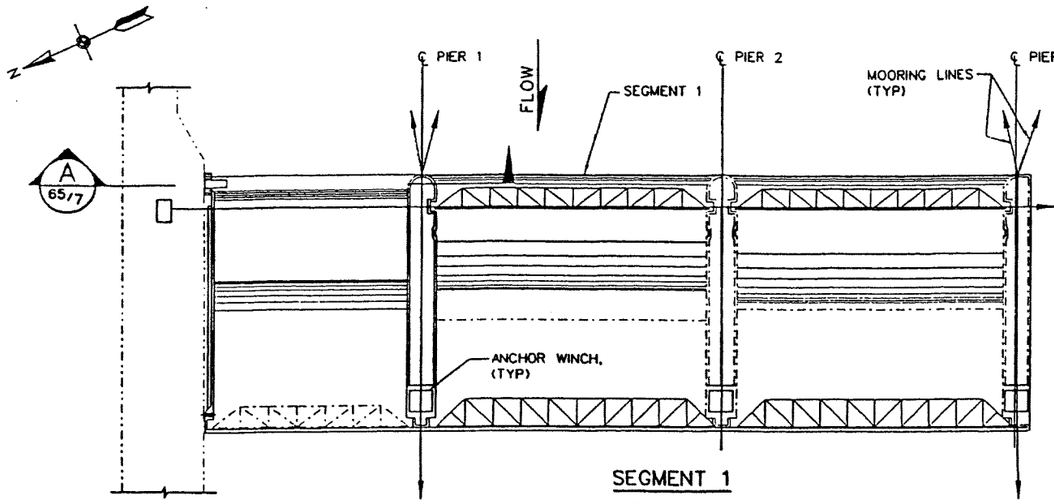
User: jbuka
Date: 01-DEC-1998 15:43
Plot Scale: 50.000000:1.000000
Plot Table: N:\CADVAULT\tables\pen
Drawing File: N:\CADVAULT\dwfiles\
056.dgn

Symbol	Description	Date

I:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 65\

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
LAUNCHING PROCEDURE FOR DAM SEGM.

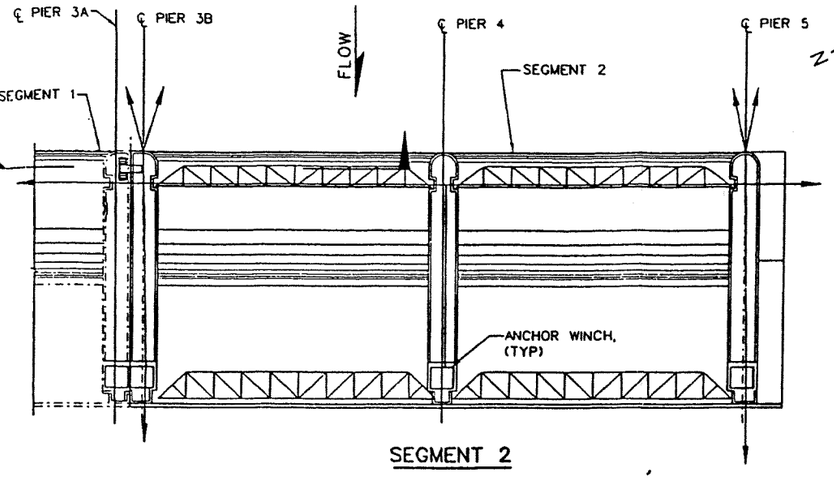
Drawing Number: 037-LBR-65/6



SEGMENT 1

PLAN

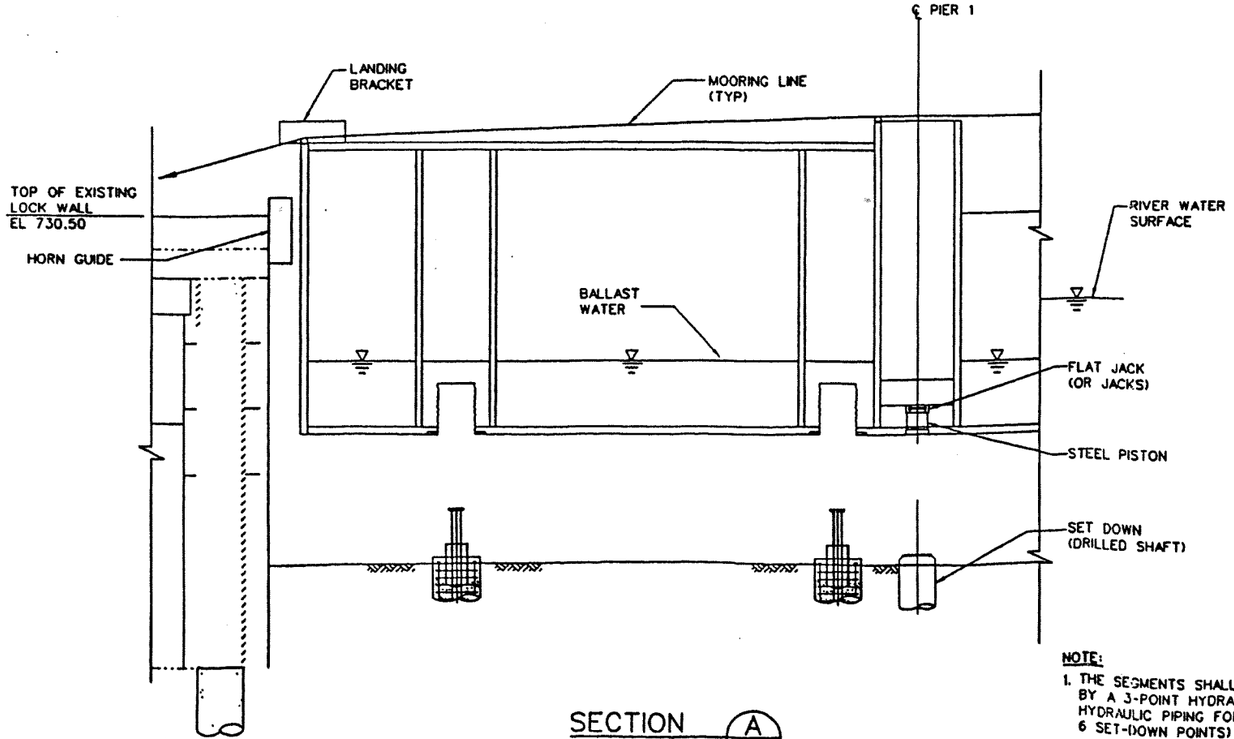
SCALE: 1"=30'-0"



SEGMENT 2

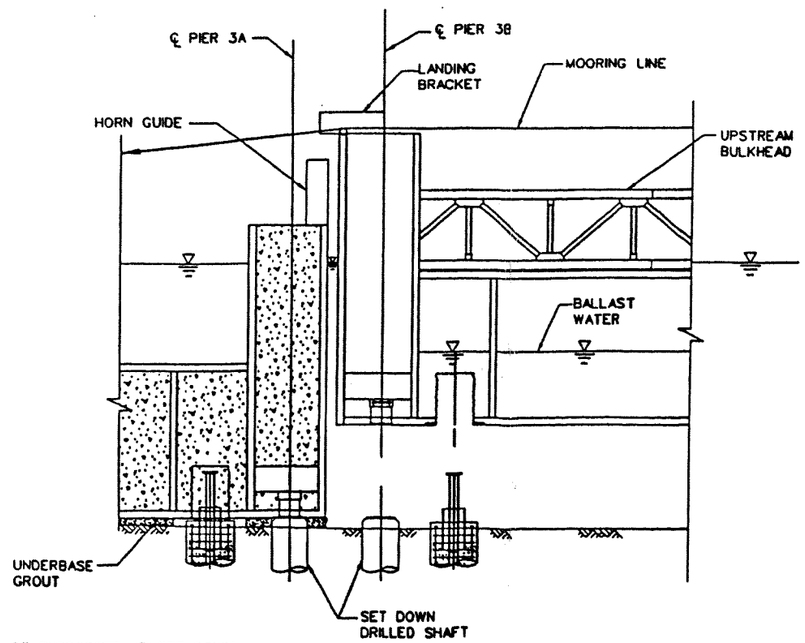
PLAN

SCALE: 1"=30'-0"



SECTION A 65/7

SCALE: 1"=10'-0"



SECTION B 65/7

SCALE: 1"=10'-0"

SCALE: 1"=10'

SCALE: 1"=30'

NOTE:

1. THE SEGMENTS SHALL BE SUPPORTED AT SET DOWN BY A 3-POINT HYDRAULIC SYSTEM BY CONNECTING THE HYDRAULIC PIPING FOR THE FLAT JACKS (OVER THE 6 SET-DOWN POINTS) INTO 3 HYDRAULIC CIRCUITS.
2. AFTER SET DOWN, IF POOL ELEVATION EXCEEDS 726.0, CONTRACTOR SHALL BE RESPONSIBLE FOR CONTROLLED FLOODING OF THE PIERS AND COVERING TOPS OF PIERS TO PREVENT SILT AND FLOATING DEBRIS COLLECTING IN THE PIERS.

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

Designed by: T. DAHLGREN
Drawn by: MS
Checked by: RB
Submission Date: 2 DEC 98
Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
File No.: DACW59

BERGMANN ASSOCIATES / BEN C. GERWICK, INC.

User: jhicks
Date: 04-DEC-1998 15:43
Pen Table: S:\CADD\PLOTTING\pltbl.pen
Color Table: S:\CADD\PLOTTING\clrtbl.tbl
Script: S:\CADD\PLOTTING\mnscr.scr
Plot Scale: 1.0000 '= 1 Inch
Plot Device: Default Windows System Printer

Symbol | Description | Date | Appr.

I:\dam 2 construction-new dam\find drawings\series 65\mn650307.dgn

MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
POSITIONING AND IMMERSION OF DAM SEGMENTS

Drawing Number: 037-LBR-65/7

TOP OF WALL EL 730.50

1 ON 3

TOP OF SHEET PILE EL 691.70

EL 690.00

40'

FLOW

1 ON 3

360'

140'

1 ON 10

GROUND EL 690.00 AT WALL

EL 704.00

GROUND EL 690.00 AT WALL

1 ON 5

GROUND EL 682.7

ANCHOR PILE, (TYP)

100' SUPPORT TUG

DANFORTH TYPE ANCHOR (TYP)

150' TUG, (TYP)

USX DISCHARGE WELL, TOP EL 708.70

SMALL FLOODWAY

POSITIONING SEQUENCE

1. SUPPORT TUG IS RELEASED FROM SEGMENT.
2. TUG POSITIONS SEGMENT 1 PARALLEL TO CURRENT SUCH THAT THE CENTER OF SEGMENT LINES UP WITH NEW DAM AXIS. SUPPORT TUG RUNS FOUR UPSTREAM AND TWO TRANSVERSE MOORING LINES.
3. TUG INITIATES THE ROTATION OF SEGMENT 1 UTILIZING ALL SIX MOORING LINES. WHEN ALL SIX LINES ARE TENSIONED, THE TUG RELEASES FROM THE SEGMENT.
4. WHEN SEGMENT 1 IS POSITIONED PARALLEL TO DAM AXIS THE SUPPORT TUG RUNS THE TWO DOWNSTREAM MOORING LINES.

FOR FINAL POSITION SEE DWG 40/79.

LEGEND

- MOORING LINES POSITION (2)
- MOORING LINES POSITION (3)
- MOORING LINES POSITION (4)

50' 25' 0 50' 100'
SCALE: 1"= 50'

NOTE:
IF THE RIVER FLOW (Q) EXCEEDS 12,500 CFS THE SMALL FLOODWAY WILL BE OPENED AND THE SEGMENT KEPT IN POSITION (2) UNTIL THE FLOW HAS STABILIZED.

REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF CALIFORNIA

US Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT

Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
Drawn by: T. DAHLGREN
Checked by: RB
Project Engineer: AK
Submission Date: 2 DEC 98
Contract No.: DACW59

BENJAMIN ASSOCIATES, LTD. / BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers

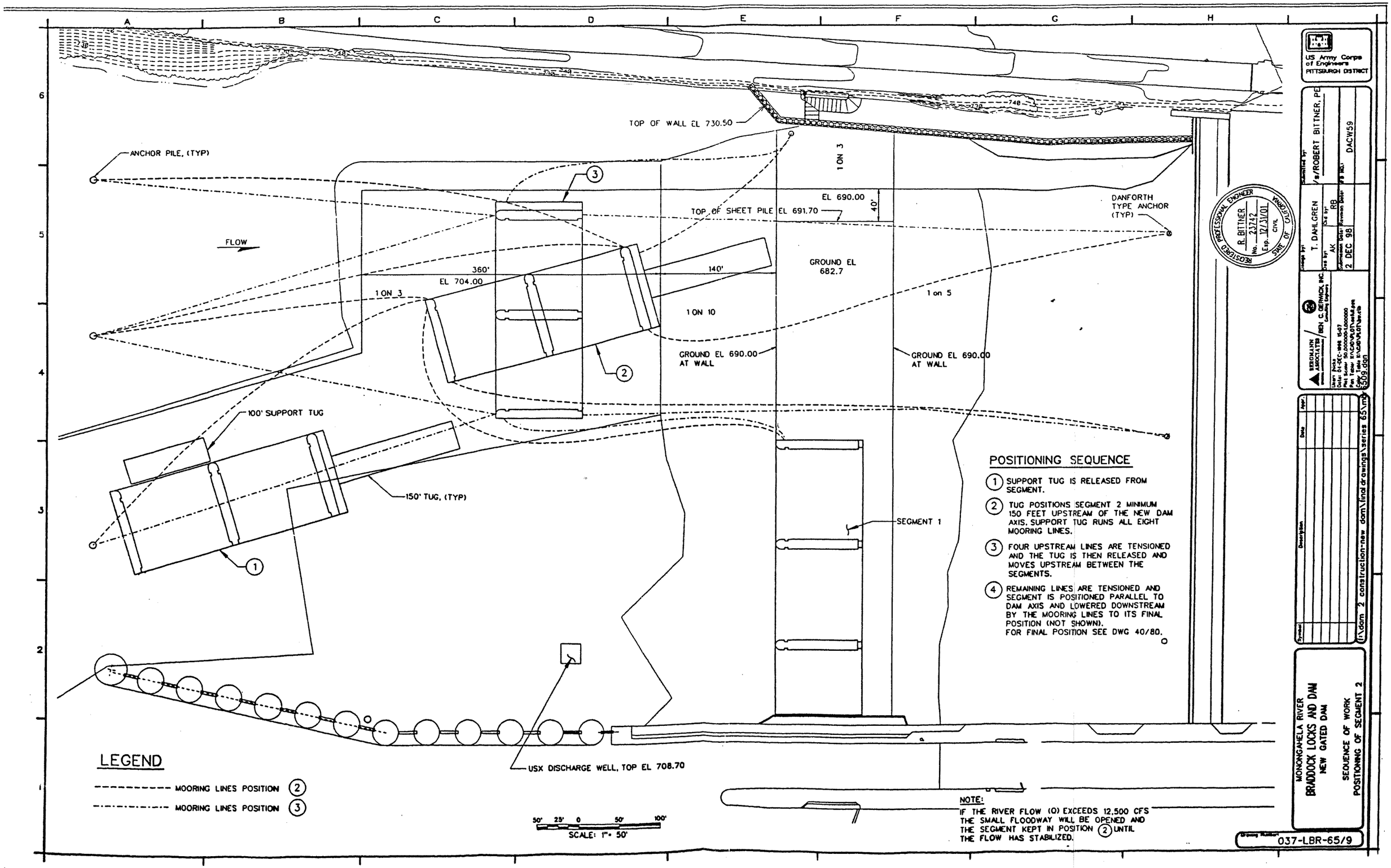
Date: 01-DEC-1998 15:05
Plot Scale: 50.000000/1.000000
Pen Table: N:\CADD\PLOTTER\gray.tbl
Plot Date: N:\CADD\PLOTTER\drawings\series 65\mb65d.dgn

Symbol	Description	Date	Appr.

N:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 65\mb65d.dgn

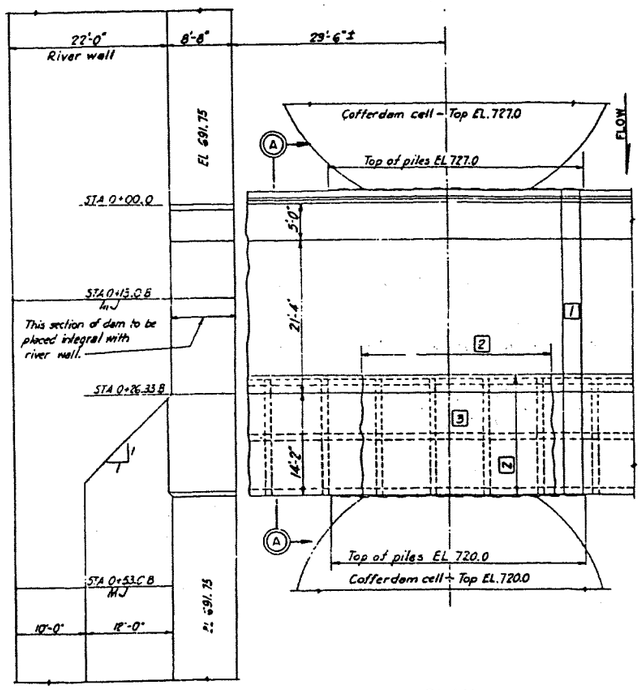
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
POSITIONING OF SEGMENT 1

037-LBR-65/8

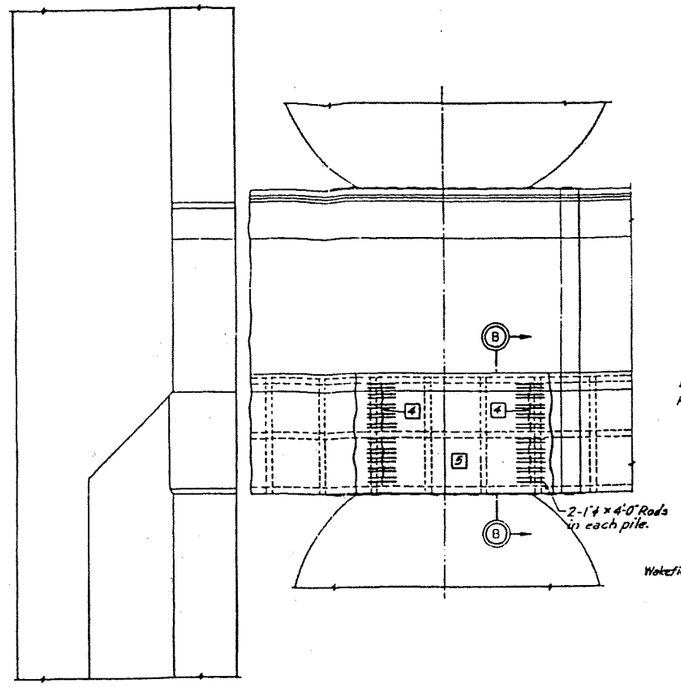

A
B
C
D
E
F
G
H
1
2
3
4
5
6
TOP OF WALL EL 730.50
ANCHOR PILE, (TYP)
1ON 3
EL 690.00
40'
TOP OF SHEET PILE EL 691.70
DANFORTH TYPE ANCHOR (TYP)
FLOW
360'
EL 704.00
140'
GROUND EL 682.7
1ON 3
1 on 5
1 ON 10
GROUND EL 690.00 AT WALL
GROUND EL 690.00 AT WALL
100' SUPPORT TUG
150' TUG, (TYP)
SEGMENT 1
USX DISCHARGE WELL, TOP EL 708.70
POSITIONING SEQUENCE
1 SUPPORT TUG IS RELEASED FROM SEGMENT.
2 TUG POSITIONS SEGMENT 2 MINIMUM 150 FEET UPSTREAM OF THE NEW DAM AXIS. SUPPORT TUG RUNS ALL EIGHT MOORING LINES.
3 FOUR UPSTREAM LINES ARE TENSIONED AND THE TUG IS THEN RELEASED AND MOVES UPSTREAM BETWEEN THE SEGMENTS.
4 REMAINING LINES ARE TENSIONED AND SEGMENT IS POSITIONED PARALLEL TO DAM AXIS AND LOWERED DOWNSTREAM BY THE MOORING LINES TO ITS FINAL POSITION (NOT SHOWN). FOR FINAL POSITION SEE DWG 40/80.
LEGEND
MOORING LINES POSITION 2
MOORING LINES POSITION 3
50' 25' 0 50' 100'
SCALE: 1"= 50'
NOTE:
IF THE RIVER FLOW (Q) EXCEEDS 12,500 CFS THE SMALL FLOODWAY WILL BE OPENED AND THE SEGMENT KEPT IN POSITION 2 UNTIL THE FLOW HAS STABILIZED.
REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER
R. BITTNER
No. 23742
Exp. 12/31/01
CIVIL
STATE OF OHIO
U.S. Army Corps of Engineers
PITTSBURGH DISTRICT
Submitted by: /s/ROBERT BITTNER, PE
DACW59
Design by: T. DAHLGREN
Drawn by: AK
Checked by: RB
Submission Date/ Revision Date: 2 DEC 98
BERGMANN ASSOCIATES
BEN C. GERWICK, INC. Consulting Engineers
Laser Prints
Date: 01-DEC-1998 15:07
Plot Scale= 50.000000/1.000000
Plot Type= PCL6(HP/UX).ntb
Plot Name= PCL6(HP/UX)01un.ctb
f:\dam 2 construction-new dam\final drawings\series 65\mb65009.dgn
Symbol | Description | Date | Appr.
MONONGAHELA RIVER
BRADDOCK LOCKS AND DAM
NEW GATED DAM
SEQUENCE OF WORK
POSITIONING OF SEGMENT 2
Drawing Number
037-LBR-65/9

BIJLAGE III

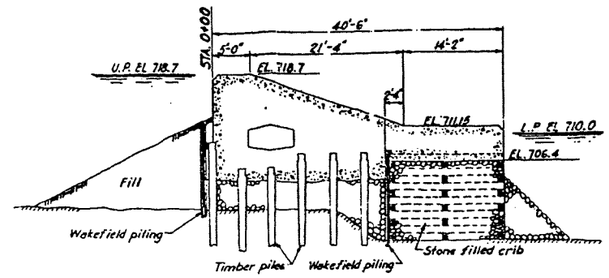
Tekeningen huidige Stuw 2



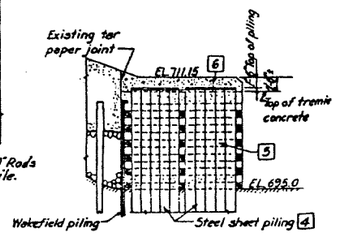
PLAN
STEP I



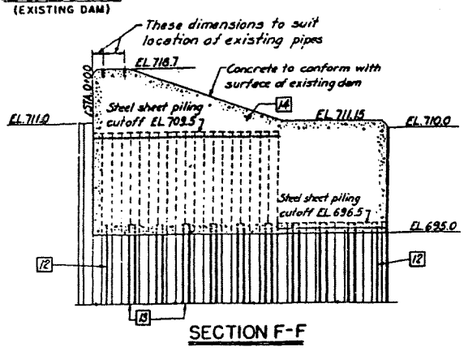
PLAN
STEP II



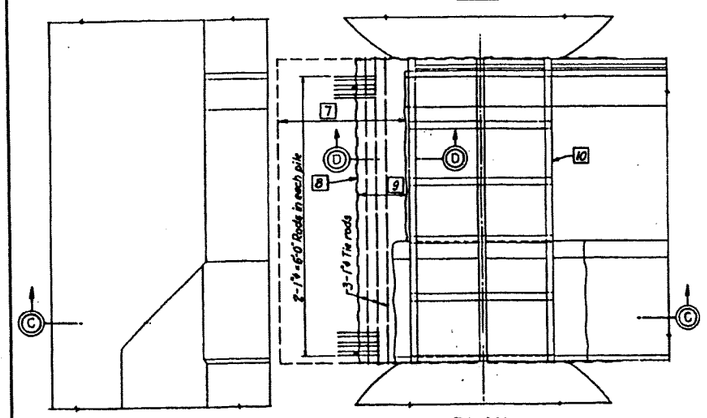
SECTION A-A
(EXISTING DAM)



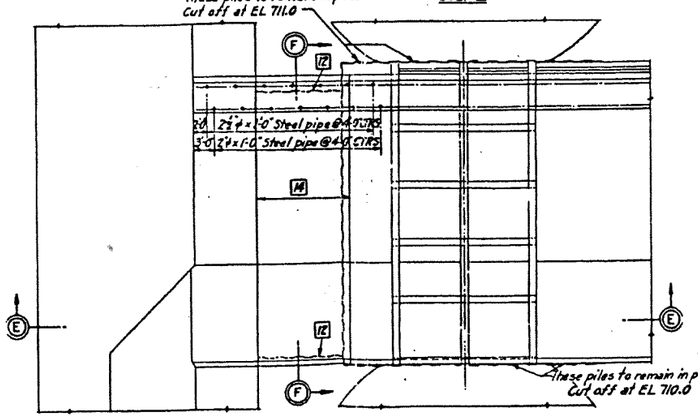
SECTION B-B



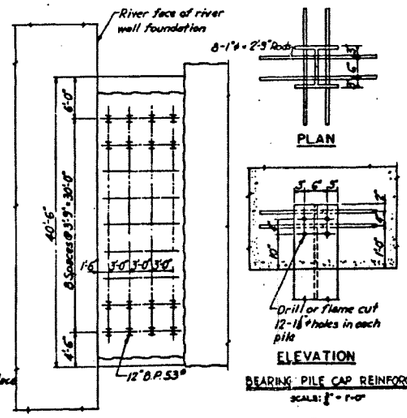
SECTION F-F



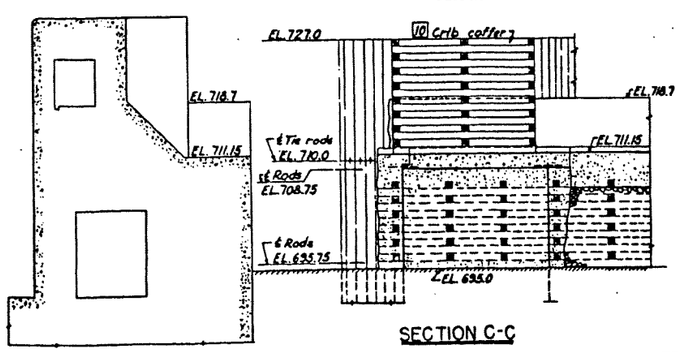
PLAN
STEP III



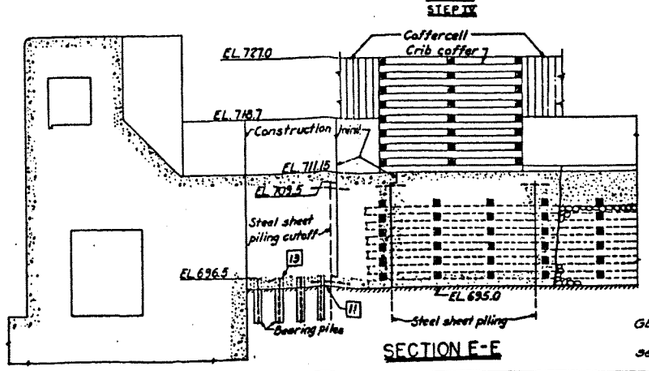
PLAN
STEP IV



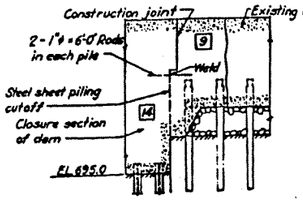
BEARING PILE LAYOUT
(FOR CLOSURE SECTION)



SECTION C-C



SECTION E-E



SECTION D-D

Ⓐ GENERAL NOTES:
For alterations to Dam as constructed, see Dravo Corporation DWG E-4167-M

SEQUENCE OF OPERATIONS
(Assuming steel sheet piling cofferdam in place)

STEP I
1. Construct sand bag barricade.
2. Remove section of existing concrete apron as indicated.
3. Remove stone from apron crib cells.

STEP II
4. Drive steel sheet piling cutoff inside apron crib.
5. Fill area inside steel sheet piling cutoff with Tremie concrete to EL. 709.5±
6. Finish concreting apron to EL. 711.15

STEP III
7. Remove additional section of apron and dam.
8. Drive cutoff piles between upstream face of dam and downstream face of apron.
9. Backfill opening with concrete to limits shown.
10. Erect crib cofferdam.

STEP IV
11. Excavate to EL 695.0 for closure section of dam.
12. Drive steel sheet piling cutoffs between river wall foundation and transverse steel sheet piling cutoff 8
13. Drive bearing piles.
14. Finish concreting operations for closure section of dam.

SYMBOL	DATE	DESCRIPTION	BY
A	1 DEC 52	GENERAL NOTE ADDED	GS

GRAPHIC SCALE: 0 5' 10'

DEPARTMENT OF THE ARMY
CORPS OF ENGINEERS
OFFICE OF THE DISTRICT ENGINEER
PITTSBURGH, PENNSYLVANIA

DRAWN BY: KUE CHLER
TRACED BY: —
CHECKED BY: F.C.F.
SUBMITTED BY: F.D. Gerhard
RECOMMENDED FOR APPROVAL: [illegible]
APPROVED FOR: [illegible]
DATE: —

MONONGAHELA RIVER
RECONSTRUCTION OF LOCKS №2
ALTERATIONS TO DAM

APPROVED: [signature] COL. C.E. District Engineer
DATE: 23 JUNE 1948
SCALE: ½ IN. = 1 FT
SPEC. NO.
DRAWING NUMBER
SHEET 2 OF 2
037-L2-40j/72.1

AS BUILT-1 DEC 1952

BIJLAGE IV

Aanbieding Joint Venture [DMC; 1999]

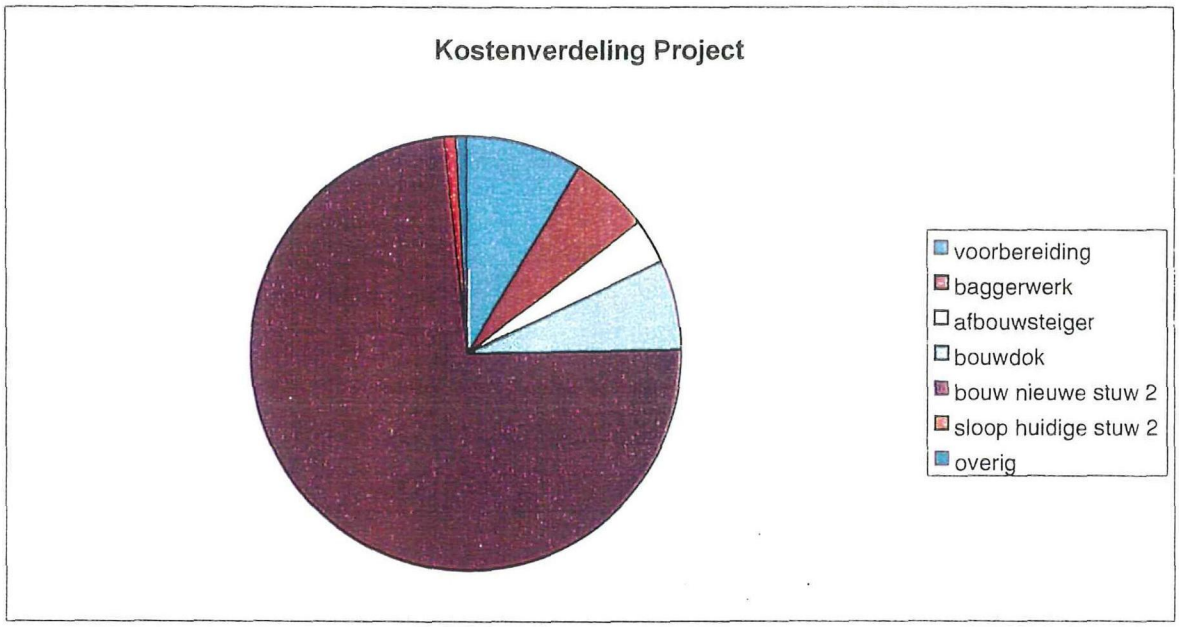
KOSTEN

KOSTENVERDELING PROJECT

De kostenverdeling van het gehele project in de aanbieding van de joint venture worden weergegeven in Tabel IV-1 en Figuur IV-1.

Activiteit	Kosten (USD)
Voorbereiding	10659644
Baggerwerk	7301560
Afbouwsteiger	4282254
Bouwdok	8211234
Bouw nieuwe Stuw 2	90515428
Sloop huidige Stuw 2	1085422
Overig	1081459

Tabel IV-1: *Kostenverdeling Project*



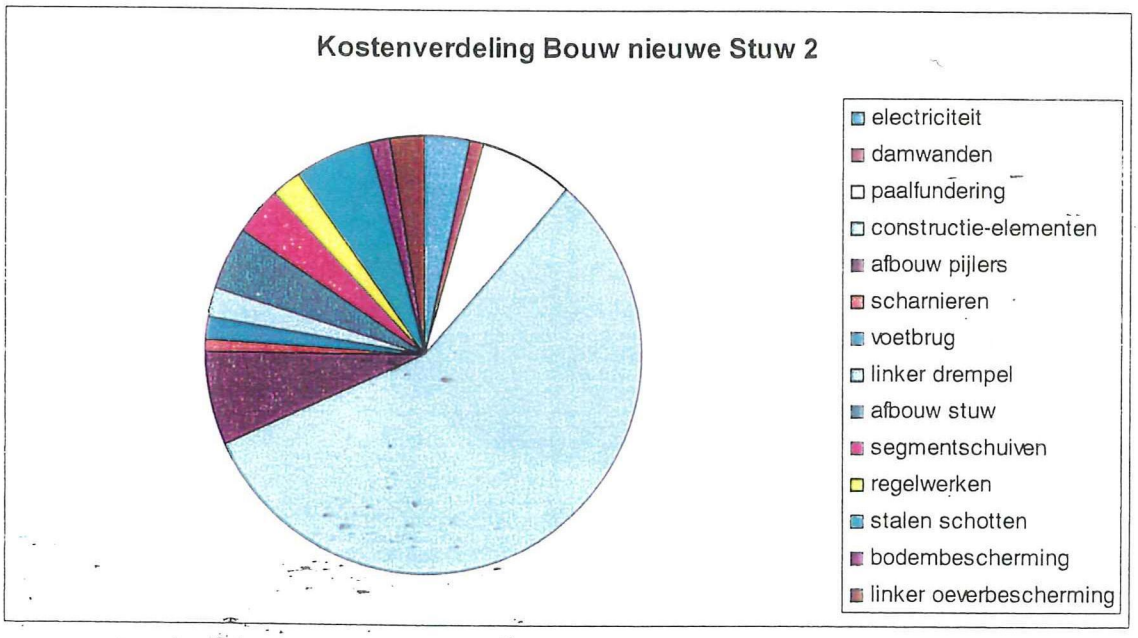
Figuur IV-1: *Kostenverdeling Project*

KOSTENVERDELING BOUW NIEUWE STUW 2

De kostenverdeling van de bouw van de nieuwe stuw 2 in de aanbieding van de joint venture worden weergegeven in Tabel IV-2 en Figuur IV-2.

Activiteit	Kosten (USD)
Electriciteit	3031366
Damwanden	1054671
Paalfundering	6157527
Constructie-Elementen	51296085
Afbouw Pijlers	6337417
Scharnieren	668192
Voetbrug	1654009
Nooddrempel	1971954
Afbouw Stuw	4271576
Segmentschuiven	3227200
Regelwerken	1982567
Stalen Schotten	4994828
Bodembescherming	1557199
Oeverbescherming	2310837

Tabel IV-2: *Kostenverdeling Bouw nieuwe Stuw 2*



Figuur IV-2: *Kostenverdeling Bouw nieuwe Stuw 2*

misener

The LANE CONSTRUCTION CORPORATION

interbeton

SECTION 00010- PRICE SCHEDULE

US Army Corps of Engineers-Pittsburgh District
Construction of New Gated Dam
Braddock Locks and Dam
Monongahela River
Allegheny County, Pennsylvania
April 1999

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0001	REIMBURSEMENT FOR ACTUAL PERFORMANCE AND PAYMENT BONDS PREMIUM	NOT TO EXCEED			$ 480,000.00
0002	CONSTRUCTION PROJECT SCHEDULE	1	JB	SUM	$ 198,014.00
0003	GOVERNMENT FIELD OFFICES, LEFT BANK WORK AREAS,	1	JB	SUM	$ 556,177.00
0004	MOBILIZATION AND PREPARATORY WORK	1	JB	SUM	$ 7,650,129.00
0005	ELECTRICAL AND CUSTODIAL SERVICES, GOVERNMENT FIELD OFFICES	42	MO	$ 3,001.00	$ 126,042.00
0006	SANITARY SERVICES, SEWAGE HOLDING TANK, GOVERNMENT FIELD OFFICES	84	EA	$ 550.00	$ 46,200.00
0007	VEHICLE SERVICES, GOVERNMENT FIELD VEHICLES	150	EA	$ 110.00	$ 16,500.00
0008	MONTHLY PROGRESS IMAGES	42	SE	$ 797.00	$ 33,474.00
0009	ACCESS ROADS, LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 345,526.00
0010	ACCESS BRIDGE, LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 116,506.00
0011	UTILITY RELOCATIONS, LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 45,782.00
0012	SAFETY FENCING, LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 67,595.00
0013	SLIDE GATE, 31'-0", LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	1	EA	$ 2,640.00	$ 2,640.00
0014	SLIDE GATE, 19'-0", WITH OPERATOR AND CALL BOX, LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	2	EA	$ 1,584.00	$ 3,168.00
0015	SWING GATE, 12'-0", LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	10	EA	$ 845.00	$ 8,450.00
0016	EXPLORATORY DRILLING, SOIL DRILLING WITHOUT SAMPLING, DAM FOUNDATION SYSTEM, GATED DAM	602	LF	$ 116.00	$ 69,832.00
0017	EXPLORATORY DRILLING, SOIL DRILLING WITH SAMPLING, DAM FOUNDATION SYSTEM, GATED DAM	230	LF	$ 127.00	$ 29,210.00

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0018	EXPLORATORY DRILLING, ROCK DRILLING WITH CORING, DAM FOUNDATION SYSTEM, GATED DAM	720	LF	$ 127.00	$ 91,440.00
0019	EXPLORATORY DRILLING, SEALING OF EXPLORATORY HOLES WITH CEMENT GROUT, DAM FOUNDATION SYSTEM, GATED DAM	720	LF	$ 13.00	$ 9,360.00
0020	EXPLORATORY PILE DRIVING, DAM CUT-OFF WALLS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 109,019.00
0021	SEEDING, FILL AREAS NO. 1 THRU 9, RIDC DISPOSAL SITE, GATED DAM	80	AC	$ 1,000.00	$ 80,000.00
0022	SEEDING, LEFT BANK WORK AREA, SITE 1 GATED DAM	4	AC	$ 1,200.00	$ 4,800.00
0023	SEEDING, RIGHT BANK WORK AREA, SITE 2 GATED DAM	3	AC	$ 1,200.00	$ 3,600.00
0024	SEEDING, ACCESS RAMP, OFF-LOADING/OUTFITTING FACILITY, SITE 3 GATED DAM	1	AC	$ 1,200.00	$ 1,200.00
0025	SEEDING, UPSTREAM MAINTENANCE BULKHEAD STORAGE AREA, SITE 4A GATED DAM	1	AC	$ 1,200.00	$ 1,200.00
0026	SEEDING, DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEAD STORAGE AREA, SITE 4 GATED DAM	1	AC	$ 1,200.00	$ 1,200.00
0027	FILTER FABRIC FENCE, 18-INCH HIGH, LEFT BANK WORK AREA, SITE 1 GATED DAM	3,400	LF	$ 5.00	$ 17,000.00
0028	FILTER FABRIC FENCE, 30-INCH HIGH, RIGHT BANK WORK AREA, SITE 2 GATED DAM	2,600	LF	$ 6.00	$ 15,600.00
0029	FILTER FABRIC FENCE, 30-INCH HIGH, UPSTREAM MAINTENANCE BULKHEAD STORAGE AREA, SITE 4A GATED DAM	1,200	LF	$ 6.00	$ 7,200.00
0030	FILTER FABRIC FENCE, 30-INCH HIGH, DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEAD STORAGE AREA, SITE 4 GATED DAM	600	LF	$ 6.00	$ 3,600.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0031	ROCK FILTER BERM/FILTER FABRIC, RIDC DISPOSAL SITE AND RAILROAD OVERPASS, GATED DAM	11,050	LF	$ 26.72	$ 295,256.00
0032	ROCK CONSTRUCTION ENTRANCE, RIDC DISPOSAL SITE, GATED DAM	4	EA	$ 2,740.00	$ 10,960.00
0033	ROCK CONSTRUCTION ENTRANCE, RIGHT BANK WORK AREA, SITE 2, GATED DAM	1	EA	$ 2,740.00	$ 2,740.00
0034	DROP INLET PROTECTION, RIDC DISPOSAL SITE, GATED DAM	21	EA	$ 317.00	$ 6,657.00
0035	TRAPEZODIAL CHANNEL AND ROCK FILTER, OFF-LOADING/OUTFITTING FACILITY, SITE 3 GATED DAM	40	LF	$ 172.00	$ 6,880.00
0036	ASPHALT DIVERSION BERM, ACCESS RAMP, OFF-LOADING/OUTFITTING FACILITY, SITE 3 GATED DAM	1	EA	$ 377.00	$ 377.00
0037	NON-ERODIBLE BARRIER, LEFT BANK WORK AREA, SITE 2, GATED DAM	80,000	SF	$ 0.37	$ 29,600.00
0038	NON-ERODIBLE BARRIER, ACCESS RAMP OFF-LOADING/OUTFITTING FACILITY, SITE 3 GATED DAM	10,000	SF	$ 0.37	$ 3,700.00
0039	DREDGING AND DISPOSAL, STAGE 1, GATED DAM	180,000	CD	$ 18.00	$ 3,240,000.00
0040	DREDGING AND REGULATED DISPOSAL, STAGE 1 GATED DAM	4,200	CD	$ 42.00	$ 176,400.00
0041	DREDGING AND DISPOSAL, STAGE 2, GATED DAM	14,400	CD	$ 18.00	$ 259,200.00
0042	DREDGING AND DISPOSAL, STAGE 3 GATED DAM	25,400	CD	$ 18.00	$ 457,200.00
0043	DREDGING AND DISPOSAL, MAINTENANCE GATED DAM	12,700	CD	$ 32.00	$ 406,400.00
0044	DREDGING AND DISPOSAL, STAGE 4 GATED DAM	70,800	CD	$ 18.00	$ 1,274,400.00
0045	DREDGING AND DISPOSAL, STAGE 5 GATED DAM	65,600	CD	$ 18.00	$ 1,180,800.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0046	DREDGING AND DISPOSAL, OFF-LOADING/OUTFITTING FACILITY	15,200	CD	$ 16.00	$ 243,200.00
0047	DISPOSAL, CONCRETE RUBBLE, RIVER MILE 10.1 TO 10.3, DEMOLITION OF DAM 2, GATED DAM	9,750	CD	$ 6.56	$ 63,960.00
0048	FURNISH AND INSTALL H- PILES, SPECIAL CONNECTIONS, UPSTREAM CUTOFF WALL, GATED DAM	903	LF	$ 181.00	$ 163,443.00
0049	FURNISH AND INSTALL STEEL SHEET PILING, SPECIAL PILES AND MISCELLANEOUS METALS, UPSTREAM CUTOFF WALL, GATED DAM	15,217	SF	$ 14.00	$ 213,038.00
0050	FURNISH AND INSTALL 24" DIA. PIPE PILES, SPECIAL CONNECTIONS, DOWNSTREAM CUTOFF WALL, GATED DAM	951	LF	$ 466.00	$ 443,166.00
0051	REINFORCING STEEL, 24" PIPE PILES, DOWNSTREAM CUTOFF WALL, GATED DAM	6,531	LB	$ 0.58	$ 3,787.98
0052	CONCRETE, MIX 1, 24" PIPE PILES, DOWNSTREAM CUTOFF WALL, GATED DAM	126	CD	$ 479.00	$ 60,354.00
0053	FURNISH AND INSTALL STEEL SHEET PILING, SPECIAL PILES AND MISCELLANEOUS METALS, DOWNSTREAM CUTOFF WALL, GATED DAM	12,528	SF	$ 13.64	$ 170,881.92
0054	PERMANENT CASING, 78" DIAMETER, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	14	LF	$ 1,592.00	$ 22,288.00
0055	SOIL EXCAVATION, 78" DIAMETER, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	14	LF	$ 132.00	$ 1,848.00
0056	ROCK EXCAVATION, 72" ROCK SOCKET, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	16	LF	$ 462.00	$ 7,392.00
0057	ACCESS TUBES, CROSSHOLE SONIC LOGGING, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	443	LF	$ 5.00	$ 2,215.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0058	REINFORCING STEEL, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	9,677	LB	$ 0.89	$ 8,612.53
0059	SHEAR PIN/TENSION ANCHOR ASSEMBLY, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	1	EA	$ 11,770.00	$ 11,770.00
0060	CONCRETE, MIX 1, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	23	CD	$ 489.00	$ 11,247.00
0061	CONCRETE, MIX 2, DEMONSTRATION DRILLED SHAFT, GATED DAM	11	CD	$ 749.00	$ 8,239.00
0062	PERMANENT CASING, 78" DIAMETER, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	1,317	LF	$ 921.00	$ 1,212,957.00
0063	SOIL EXCAVATION, 78" DIAMETER, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	1,220	LF	$ 171.00	$ 208,620.00
0064	SOIL EXCAVATION, 24" FOUNDATION DRILLED SHAFTS, FOOTBRIDGE ACCESS TOWER	312	LF	$ 47.00	$ 14,664.00
0065	REMOVAL OF OBSTRUCTIONS, DRILLED SHAFTS, GATED DAM	200	LF	$ 700.00	$ 140,000.00
0066	ROCK EXCAVATION, 72" ROCK SOCKET, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	1,424	LF	$ 588.00	$ 837,312.00
0067	ROCK EXCAVATION, 24" ROCK SOCKET, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, FOOTBRIDGE ACCESS TOWER	96	LF	$ 330.00	$ 31,680.00
0068	DISPOSAL EXCAVATED MATERIAL, SOIL AND ROCK, DRILLED SHAFTS GATED DAM AND FOOTBRIDGE ACCESS TOWER	3,040	CD	$ 24.00	$ 72,960.00
0069	REINFORCING STEEL, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM AND FOOTBRIDGE ACCESS TOWER	869,133	LB	$ 0.93	$ 808,293.69
0070	ACCESSTUBES, CROSSHOLE SONIC LOGGING, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	39,427	LF	$ 5.19	$ 204,626.13
0071	SHEAR PIN/TENSION ANCHOR ASSEMBLY, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	77	EA	$ 12,232.00	$ 941,864.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0072	CONCRETE, MIX 1, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	2,162	CD	$ 357.00	$ 771,834.00
0073	CONCRETE, MIX 2, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	873	CD	$ 198.00	$ 172,854.00
0074	CONCRETE, MIX 2, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, FOOTBRIDGE ACCESS TOWER	50	CD	$ 342.00	$ 17,100.00
0075	MILL CONCRETE BEARING SURFACES, SET-DOWN DRILLED SHAFTS, GATED DAM	12	EA	$ 871.00	$ 10,452.00
76	CROSSHOLE SONIC LOGGING (CSL), FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 26,404.00
0077	FURNISH AND INSTALL, H-PILES, TAILRACE AND RIGHT CLOSURE, FOUNDATION SYSTEMS, GATED DAM	3,603	LF	$ 105.00	$ 378,315.00
0078	OFF-LOADING/OUTFITTING FACILITY	1	JB	SUM	$ 4,282,254.00
0079	CASTING FACILITY, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1 and NO.2 GATED DAM	1	JB	SUM	$ 8,211,233.68
0080	CONTINGENCY MOORING SYSTEM, OUTFITTING PIER, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1 AND 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 166,656.00
0081	MOORING AND POSITIONING SYSTEM, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1 AND 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 251,164.00
0082	FURNISH, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 15,551,787.00
0083	LAUNCH, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1, CASTING FACILITY, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 712,461.00
0084	TRANSPORT AND HANDLING, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1, CASTING FACILITY TO OUTFITTING PIER GATED DAM	1	JB	SUM	$ 274,556.00
0085	OUTFIT AND PREPARE FOR SET-DOWN, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 8,313,712.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0086	TRANSPORT AND HANDLING, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1, OUTFITTING PIER TO DAM SITE, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 79,726.00
0087	SET-DOWN, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1, DAM SITE GATED DAM	1	JB	SUM	$ 792,047.00
0088	GROUT, MIX 9, UNDERBASE, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	1,375	CD	$ 258.00	$ 354,750.00
0089	CONCRETE, MIX 1, INFILL, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	7,812	CD	$ 188.56	$ 1,473,030.72
0090	CONCRETE, MIX 2, INFILL, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	3,049	CD	$ 288.00	$ 878,112.00
0091	FURNISH, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 12,300,246.74
0092	LAUNCH, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 2, CASTING FACILITY, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 350,285.00
0093	TRANSPORT AND HANDLING, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 2, CASTING FACILITY TO OUTFITTING PIER, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 219,760.00
0094	OUTFIT AND PREPARE FOR SET-DOWN, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 6,731,029.00
0095	TRANSPORT AND HANDLING, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 2, OUTFITTING PIER TO DAM SITE, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 79,726.00
0096	SET-DOWN, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 2, DAM SITE GATED DAM	1	JB	SUM	$ 567,260.00
0097	GROUT, MIX 9, UNDERBASE, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 2, GATED DAM	1,095	CD	$ 234.00	$ 256,230.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0098	CONCRETE, MIX 1, INFILL, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 2, GATED DAM	5,976	CD	$ 189.00	$ 1,129,464.00
0099	CONCRETE, MIX 2, INFILL, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 2, GATED DAM	3,049	CD	$ 267.00	$ 814,083.00
0100	PRECAST TAILRACE PANELS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 1,842,048.00
0101	CONCRETE, MIX 1, SECOND PLACEMENT, BULKHEAD BEARING PLATES, TAILRACE, GATED DAM	10	CD	$ 366.00	$ 3,660.00
0102	CONCRETE, MIX 1, FIRST AND SECOND STAGE PLACEMENTS, INFILL, TAILRACE, GATED DAM	5,541	CD	$ 155.00	$ 858,855.00
0103	STEEL DOWELS, BAFFLE BLOCKS, STILLING BASIN, GATED DAM	44,160	LB	$ 0.62	$ 27,379.20
0104	DRILL HOLES AND GROUT DOWELS, BAFFLE BLOCKS, STILLING BASIN, GATED DAM	7,110	LF	$ 38.18	$ 271,459.80
0105	REINFORCING STEEL, BAFFLE BLOCKS, STILLING BASIN, GATED DAM	23,730	LB	$ 0.58	$ 13,763.40
0106	CONCRETE, MIX 7, BAFFLE BLOCKS, STILLING BASIN, GATED DAM	421	CD	$ 498.00	$ 209,658.00
0107	INSTALL RELIEF DRAINS, TAILRACE, GATED DAM	31	EA	$ 4,832.00	$ 149,792.00
0108	PRECAST PANELS, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 222,197.00
0109	PRECAST PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 73,018.00
0110	REINFORCING STEEL, PIER NO. 1, GATED DAM	55,161	LB	$ 0.69	$ 38,061.09

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0111	CONCRETE, MIX 5, PIER NO. 1, GATED DAM	2,132	CD	$ 323.00	$ 688,636.00
0112	CONCRETE, MIX 6, PIER NO. 1, GATED DAM	304	CD	$ 318.00	$ 96,672.00
0113	CONCRETE, MIX 7, HYDRAULIC OPERATING MACHINERY SUPPORT FRAME ANCHORAGE, PIER NO. 1, GATED DAM	3	CD	$ 1,471.00	$ 4,413.00
0114	INSTALL GOVERNMENT-FURNISHED CHECK POSTS, PIER NO. 1, GATED DAM	2	EA	$ 1,853.00	$ 3,706.00
0115	STEEL PLATFORMS AND STAIRS, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 21,273.00
0116	ALUMINUM GRATING, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 7,359.00
0117	ALUMINUM PLANKING, PIER BUILDING, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 12,828.00
0118	ALUMINUM HANDRAIL, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 30,901.00
0119	STEEL DOORS AND FRAMES PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 13,482.00
0120	ALUMINUM WINDOWS, PIER BUILDING, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 10,312.00
0121	MODIFIED BITUMEN ROOF, PIER BUILDING, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 14,506.00
0122	PREFINISHED ALUMINUM SOFFIT PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 666.00
0123	PRECAST PANELS, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 223,727.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0124	PRECAST PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 76,239.00
0125	REINFORCING STEEL, PIER NO. 2, GATED DAM	52,525	LB	$ 0.71	$ 37,292.75
0126	CONCRETE, MIX 5, PIER NO. 2, GATED DAM	2,078	CD	$ 317.00	$ 658,726.00
0127	CONCRETE, MIX 6, PIER NO. 2, GATED DAM	302	CD	$ 267.00	$ 80,634.00
0128	CONCRETE, MIX 7, HYDRAULIC OPERATING MACHINERY SUPPORT FRAME ANCHORAGE, PIER NO. 2, GATED DAM	5	CD	$ 1,543.00	$ 7,715.00
0129	INSTALL GOVERNMENT-FURNISHED CHECK POSTS, PIER NO. 2, GATED DAM	2	EA	$ 1,853.00	$ 3,706.00
0130	STEEL PLATFORMS AND STAIRS, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 20,510.00
0131	ALUMINUM GRATING, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 9,163.00
0132	ALUMINUM PLANKING, PIER BUILDING, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 12,828.00
0133	ALUMINUM HANDRAIL, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 26,976.00
0134	STEEL DOORS AND FRAMES PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 17,496.00
0135	ALUMINUM WINDOWS, PIER BUILDING, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 10,312.00
0136	MODIFIED BITUMEN ROOF, PIER BUILDING, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 16,046.00

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0137	PREFINISHED ALUMINUM SOFFIT PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 1,333.00
0138	PRECAST PANELS, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 236,815.00
0139	PRECAST PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 123,443.00
0140	REINFORCING STEEL, PIER NO. 3, GATED DAM	59,170	LB	$ 0.70	$ 41,419.00
0141	CONCRETE, MIX 5, PIER NO. 3, GATED DAM	2,602	CD	$ 282.00	$ 733,764.00
0142	CONCRETE, MIX 6, PIER NO. 3, GATED DAM	555	CD	$ 313.00	$ 173,715.00
0143	CONCRETE, MIX 7, HYDRAULIC OPERATING MACHINERY SUPPORT FRAME ANCHORAGE, PIER NO. 3, GATED DAM	6	CD	$ 1,471.00	$ 8,826.00
0144	INSTALL GOVERNMENT-FURNISHED CHECK POSTS, PIER NO. 3, GATED DAM	2	EA	$ 1,853.00	$ 3,706.00
0145	STEEL PLATFORMS AND STAIRS, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 22,255.00
0146	ALUMINUM GRATING, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 14,469.00
0147	ALUMINUM PLANKING, PIER BUILDING, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 12,828.00
0148	ALUMINUM HANDRAIL, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 31,130.00
0149	STEEL DOORS AND FRAMES PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 23,876.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0150	ALUMINUM WINDOWS, PIER BUILDING, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 10,312.00
0151	MODIFIED BITUMEN ROOF, PIER BUILDING, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 28,500.00
0152	PREFINISHED ALUMINUM SOFFIT PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 2,618.00
0153	PRECAST PANELS, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 223,727.00
0154	PRECAST PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 76,238.00
0155	REINFORCING STEEL, PIER NO. 4, GATED DAM	52,525	LB	$ 0.71	$ 37,292.75
0156	CONCRETE, MIX 5, PIER NO. 4, GATED DAM	2,066	CD	$ 318.00	$ 656,988.00
0157	CONCRETE, MIX 6, PIER NO. 4, GATED DAM	304	CD	$ 318.00	$ 96,672.00
0158	CONCRETE, MIX 7, HYDRAULIC OPERATING MACHINERY SUPPORT FRAME ANCHORAGE, PIER NO. 4, GATED DAM	5	CD	$ 1,528.00	$ 7,640.00
0159	INSTALL GOVERNMENT-FURNISHED CHECK POSTS, PIER NO. 4, GATED DAM	2	EA	$ 1,853.00	$ 3,706.00
0160	STEEL PLATFORMS AND STAIRS, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 20,510.00
0161	ALUMINUM GRATING, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 9,163.00
0162	ALUMINUM PLANKING, PIER BUILDING, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 12,828.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0163	ALUMINUM HANDRAIL, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 26,976.00
0164	STEEL DOORS AND FRAMES PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 17,496.00
0165	ALUMINUM WINDOWS, PIER BUILDING, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 10,312.00
0166	MODIFIED BITUMEN ROOF, PIER BUILDING, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 16,046.00
0167	PREFINISHED ALUMINUM SOFFIT PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 1,333.00
0168	PRECAST PANELS, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 222,197.00
0169	PRECAST PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 76,237.00
0170	REINFORCING STEEL, PIER NO. 5, GATED DAM	54,414	LB	$ 0.70	$ 38,089.80
0171	CONCRETE, MIX 5, PIER NO. 5, GATED DAM	2,133	CD	$ 309.00	$ 659,097.00
0172	CONCRETE, MIX 6, PIER NO. 5, GATED DAM	304	CD	$ 320.00	$ 97,280.00
0173	CONCRETE, MIX 7, HYDRAULIC OPERATING MACHINERY SUPPORT FRAME ANCHORAGE, PIER NO. 5, GATED DAM	3	CD	$ 1,485.00	$ 4,455.00
0174	INSTALL GOVERNMENT-FURNISHED CHECK POSTS, PIER NO. 5, GATED DAM	2	EA	$ 1,853.00	$ 3,706.00
0175	STEEL PLATFORMS AND STAIRS, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 20,510.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0176	ALUMINUM GRATING, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 7,359.00
0177	ALUMINUM PLANKING, PIER BUILDING, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 12,828.00
0178	ALUMINUM HANDRAIL, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 27,746.00
0179	STEEL DOORS AND FRAMES PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 14,894.00
0180	ALUMINUM WINDOWS, PIER BUILDING, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 10,312.00
0181	MODIFIED BITUMEN ROOF, PIER BUILDING, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 16,035.00
0182	PREFINISHED ALUMINUM SOFFIT PANELS, PIER BUILDING, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 1,333.00
0183	REINFORCING STEEL, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 1, GATED DAM	45,720	LB	$ 0.59	$ 26,974.80
0184	CONCRETE, MIX 7, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 1, GATED DAM	30	CD	$ 659.00	$ 19,770.00
0185	GROUT, MIX 11, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 1, GATED DAM	1	CD	$ 648.00	$ 648.00
0186	POST-TENSIONING, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 61,806.00
0187	REINFORCING STEEL, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 2, GATED DAM	49,103	LB	$ 0.59	$ 28,970.77

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0188	CONCRETE, MIX 7, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 2, GATED DAM	38	CD	$ 797.00	$ 30,286.00
0189	GROUT, MIX 11, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 2, GATED DAM	1	CD	$ 649.00	$ 649.00
0190	POST-TENSIONING, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 81,568.00
0191	REINFORCING STEEL, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 3, GATED DAM	66,950	LB	$ 0.59	$ 39,500.50
0192	CONCRETE, MIX 7, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 3, GATED DAM	54	CD	$ 678.00	$ 36,612.00
0193	GROUT, MIX 11, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 3, GATED DAM	1	CD	$ 648.00	$ 648.00
0194	POST-TENSIONING, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 88,001.00
0195	REINFORCING STEEL, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 4, GATED DAM	49,311	LB	$ 0.59	$ 29,093.49
0196	CONCRETE, MIX 7, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 4, GATED DAM	38	CD	$ 797.00	$ 30,286.00
0197	GROUT, MIX 11, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 4, GATED DAM	1	CD	$ 648.00	$ 648.00
0198	POST-TENSIONING, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 81,889.00
0199	REINFORCING STEEL, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 5, GATED DAM	45,910	LB	$ 0.59	$ 27,086.90

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0200	CONCRETE, MIX 7, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 5, GATED DAM	30	CD	$ 710.00	$ 21,300.00
0201	GROUT, MIX 11, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 5, GATED DAM	1	CD	$ 648.00	$ 648.00
0202	POST-TENSIONING, TRUNNION GIRDER, PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 61,806.00
3	FOOTBRIDGE ACCESS TOWER, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 507,676.00
0204	FOOTBRIDGE MIDDLE WALL PIER, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 95,770.00
0205	FOOTBRIDGE RIVER WALL PIER, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 256,818.00
0206	FURNISH AND INSTALL, FOOTBRIDGES, 113'-0" TYPEWSPAN, GATED DAM	4	EA	$ 114,004.00	$ 456,016.00
0207	FURNISH AND INSTALL, FOOTBRIDGES, 87'-3" TYPE'B'SPAN, GATED DAM	1	EA	$ 89,326.00	$ 89,326.00
0208	FURNISH AND INSTALL, FOOTBRIDGES, 80'-5" TYPE'C'SPAN, GATED DAM	1	EA	$ 82,628.00	$ 82,628.00
0209	FURNISH AND INSTALL, FOOTBRIDGES, 166'-2" TYPE'D'SPAN, GATED DAM	1	EA	$ 165,775.00	$ 165,775.00
)	REPLACEMENT OF ESPLANADE AND SLOPE PAVING, STA 5+16.OA TO STA 4+14.OA, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 123,922.00
0211	FURNISH AND INSTALL STEEL SHEET PILING, SPECIAL PILES AND MISCELLANEOUS METALS, LEFT CLOSURE WEIR, GATED DAM	13,520	LF	$ 57.02	$ 770,910.40
0212	EXCAVATION, ALLUVIUM, LEFT CLOSURE WEIR, GATED DAM	1,335	CD	$ 28.00	$ 37,380.00
0213	SOIL STABILIZATION, LEFT CLOSURE WEIR, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 136,538.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0214	CONCRETE, MIX 1, LEFT CLOSURE WEIR, , GATED DAM	4,407	CD	$ 138.00	$ 608,166.00
0215	REINFORCING STEEL, LEFT CLOSURE WEIR, GATED DAM	40,254	LB	$ 0.53	$ 21,334.62
0216	CONCRETE, MIX 5, LEFT CLOSURE WEIR, GATED DAM	1,433	CD	$ 191.00	$ 273,703.00
0217	FURNISH AND INSTALL CLOSURE PLATES RIGHT CLOSURE, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 40,347.00
0218	CONCRETE, MIX 1, RIGHT CLOSURE, GATED DAM	540	CD	$ 162.00	$ 87,480.00
0219	REINFORCING STEEL, RIGHT CLOSURE, GATED DAM	2,076	LB	$ 1.00	$ 2,076.00
0220	STEEL DOWELS, CAP BEAM RECESS INFILL, RIGHT CLOSURE, GATED DAM	160	LB	$ 9.00	$ 1,440.00
0221	DRILL HOLES AND GROUT DOWELS, CAP BEAM RECESS INFILL, RIGHT CLOSURE, GATED DAM	48	LF	$ 26.00	$ 1,248.00
0222	CONCRETE, MIX 8, CAP BEAM RECESS INFILL, RIGHT CLOSURE, GATED DAM	10	CD	$ 1,322.00	$ 13,220.00
0223	FURNISH AND INSTALL, 110'x 117, WATER QUALITY TAINTER GATE, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 512,127.00
0224	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SIDE SEAL PLATES, 110'x 11.7', WATER QUALITY TAINTER GATE, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 29,033.00
0225	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SILL BEAM, 110'x 11.7', WATER QUALITY TAINTER GATE, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 66,761.00
0226	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SIDE SEAL PLATES AND SILL BEAM BLOCKOUTS WATER QUALITY TAINTER GATE, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	20	CD	$ 2,073.00	$ 41,460.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0227	FURNISH AND INSTALL, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 720,247.00
0228	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SIDE SEAL PLATES, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 30,805.00
0229	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SILL BEAM, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 66,761.00
	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SIDE SEAL PLATES AND SILL BEAM BLOCKOUTS STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	20	CD	$ 2,073.00	$ 41,460.00
0231	FURNISH AND INSTALL, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 720,247.00
0232	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SIDE SEAL PLATES, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 30,805.00
0233	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SILL BEAM, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 66,761.00
0234	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SIDE SEAL PLATES AND SILL BEAM BLOCKOUTS STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	20	CD	$ 2,073.00	$ 41,460.00
0235	FURNISH AND INSTALL, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 720,247.00
0236	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SIDE SEAL PLATES, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 30,805.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0237	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED SILL BEAM, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 66,761.00
0238	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SIDE SEAL PLATES AND SILL BEAM BLOCKOUTS STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	20	CD	$ 2,073.00	$ 41,460.00
0239	FURNISH AND INSTALL, SHORT SUPPORT STRUCTURE, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, DAM PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 69,970.00
0240	FURNISH AND INSTALL, LONG SUPPORT STRUCTURE, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, DAM PIER NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 108,223.00
0241	FURNISH AND INSTALL, SHORT SUPPORT STRUCTURES, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, DAM PIER NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 139,938.00
0242	FURNISH AND INSTALL, LONG SUPPORT STRUCTURE, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, DAM PIER NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 108,223.00
0243	FURNISH AND INSTALL, SHORT SUPPORT STRUCTURE, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, DAM PIER NO. 5, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 69,970.00
0244	FURNISH AND INSTALL, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 11.7', WATER QUALITY TAINTER GATE, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 235,570.00
0245	FURNISH AND INSTALL, CARDAN RING ASSEMBLIES, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 11.7', WATER QUALITY TAINTER GATE, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 102,044.00
0246	FURNISH AND INSTALL, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 229,829.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0247	FURNISH AND INSTALL; CARDAN RING ASSEMBLIES, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 102,044.00
0248	FURNISH AND INSTALL, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 229,829.00
0249	FURNISH AND INSTALL, CARDAN RING ASSEMBLIES, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 102,044.00
0250	FURNISH AND INSTALL, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 229,829.00
0251	FURNISH AND INSTALL, CARDAN RING ASSEMBLIES, HYDRAULIC GATE OPERATING MACHINERY, 110'x 21', STANDARD TAINTER GATE, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 102,044.00
0252	FURNISH SPARE HYDRAULIC CYLINDERS, GATE OPERATING MACHINERY, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 153,010.00
0253	PICKUP FRAME, MAINTENACE BULKHEADS GATED DAM	1	EA	$ 42,841.00	$ 42,841.00
0254	MAINTENANCE BULKHEADS, GATED DAM	8	EA	$ 208,000.00	$ 1,664,000.00
0255	TEMPORARY, TYPE A, TRANSPORT IMMERSION BULKHEADS, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1 AND 2, GATED DAM	2	EA	$ 233,000.00	$ 466,000.00
0256	TEMPORARY, TYPE B, TRANSPORT IMMERSION BULKHEADS, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	1	EA	$ 167,000.00	$ 167,000.00
0257	TEMPORARY DOWNSTREAM, TRANSPORT/IMMERSION BULKHEADS, FIXED WEIR BAY, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	4	EA	$ 177,000.00	$ 708,000.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0258	TEMPORARY DOWNSTREAM, TRANSPORT/] M M ERSION BULKHEADS, STANDARD GATE BAY, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1 AND 2, GATED DAM	2	EA	$ 307,000.00	$ 614,000.00
0259	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SIDE SEAL PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 42,674.00
0260	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SILL BEAMS, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 77,935.00
0261	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM BEARING PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 14,526.00
0262	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SILL BEAM, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	21	CD	$ 3,727.00	$ 78,267.00
0263	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED CORNER PROTECTION, UPSTREAM AND DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEADS SLOTS, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 21,408.00
0264	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SIDE SEAL PLATES AND EMBEDDED CORNER PROTECTION, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 1, GATED DAM	13	CD	$ 3,727.00	$ 48,451.00
0265	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SIDE SEAL PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 50,089.00
0266	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SILL BEAMS, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 77,934.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0267	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM BEARING PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 14,526.00
0268	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SILL BEAM, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	21	CD	$ 3,727.00	$ 78,267.00
0269	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED CORNER PROTECTION, UPSTREAM AND DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEADS SLOTS, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 24,634.00
0270	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SIDE SEAL PLATES AND EMBEDDED CORNER PROTECTION, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 2, GATED DAM	15	CD	$ 3,727.00	$ 55,905.00
0271	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SIDE SEAL PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 50,089.00
0272	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SILL BEAMS, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 77,934.00
3	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM BEARING PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 14,526.00
0274	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SILL BEAM, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	21	CD	$ 3,727.00	$ 78,267.00
0275	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED CORNER PROTECTION, UPSTREAM AND DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEADS SLOTS, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 24,634.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0276	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT,. SIDE SEAL PLATES AND EMBEDDED CORNER PROTECTION, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 3, GATED DAM	15	CD	$ 3,727.00	$ 55,905.00
0277	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SIDE SEAL PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 50,089.00
0278	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM AND DOWNSTREAM SILL BEAMS, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 77,934.00
0279	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED UPSTREAM BEARING PLATES, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 14,525.00
0280	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SILL BEAM, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	21	CD	$ 3,727.00	$ 78,267.00
0281	FURNISH AND INSTALL, EMBEDDED CORNER PROTECTION, UPSTREAM AND DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEADS SLOTS, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 24,634.00
0282	CONCRETE, MIX 8, SECOND PLACEMENT, SIDE SEAL PLATES AND EMBEDDED CORNER PROTECTION, MAINTENANCE BULKHEADS, GATE BAY NO. 4, GATED DAM	15	CD	$ 3,727.00	$ 55,905.00
0283	UPSTREAM BULKHEAD STORAGE AREA, MAINTENANCE BULKHEADS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 76,189.00
0284	DOWNSTREAM BULKHEAD STORAGE AREA, MAINTENANCE BULKHEADS, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 69,473.00
0285	FURNISH AND INSTALL, 74" x 50", HYDRAULIC LIFT, DAM PIER NO. 1, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 34,925.00

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0286	FURNISH AND INSTALL, COMBINATION AIR-WATER PIPELINE, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 45,581.00
0287	FURNISH AND INSTALL, STANDBY GENERATOR AND AIR COMPRESSOR SYSTEMS, LOCK REHABILITATION	1	JB	SUM	$ 132,613.00
0288	ELECTRICAL WORK, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 1,800,000.00
0289	ELECTRIC ELEVATOR, FOOTBRIDGE ACCESS TOWER	1	JB	SUM	$ 110,000.00
0290	ELECTRICAL WORK, REHABILITATION OF LOCK ELECTRICAL SYSTEMS	1	JB	SUM	$ 1,121,366.00
0291	SCOUR PROTECTION, TYPE 1 STONE, LEFT ABUTMENT WALL	5,950	CD	$ 40.00	$ 238,000.00
0292	SCOUR PROTECTION, TYPE 2 STONE, LEFT ABUTMENT WALL	11,500	CD	$ 42.53	$ 489,095.00
0293	SCOUR PROTECTION, TYPE 3 STONE, LEFT ABUTMENT WALL	3,125	CD	$ 55.00	$ 171,875.00
0294	SCOUR PROTECTION, TYPE 3 STONE, DAM TAILRACE AND LEFT CLOSURE WEIR	8,361	CD	$ 46.84	$ 391,629.24
0295	EXCAVATION, GRANULAR MATERIAL AND STONE PROTECTION, CONSTRUCTION BENCH, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	25,300	CD	$ 11.23	$ 284,119.00
0296	STEEL DOWELS, WALL FACING, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	19,900	LB	$ 1.49	$ 29,651.00
	DRILL HOLES AND GROUT DOWELS, WALL FACING, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	2,820	LF	$ 42.00	$ 118,440.00
0298	REINFORCING STEEL, WALL FACING, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	93,200	LB	$ 0.57	$ 53,124.00
0299	CONCRETE, MIX 8, WALL FACING, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	850	CD	$ 806.00	$ 685,100.00
0300	DRILLING HOLES FOR PRESTRESSED ROCK ANCHORS, INCLINED, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	8,000	LF	$ 27.50	$ 220,000.00
0301	PERMANENT CASING FOR PRESTRESSED ROCK ANCHORS, INCLINED, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	4,100	LF	$ 6.00	$ 24,600.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0302	PREGROUTING WITH CEMENT GROUT, PRESTRESSED ROCK ANCHOR HOLES, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	700	CF	$ 11.00	$ 7,700.00
0303	PREGROUTING WITH SAND-CEMENT GROUT, PRESTRESSED ROCK ANCHOR HOLES, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	70	CF	$ 11.00	$ 770.00
0304	REDRILLING PRE-GROUTED INCLINED HOLES, PRESTRESSED ROCK ANCHOR HOLES, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	4,000	LF	$ 28.00	$ 112,000.00
0305	WATERTIGHTNESS TESTING OF INCLINED HOLES, PRESTRESSED ROCK ANCHORS, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	63	EA	$ 220.00	$ 13,860.00
0306	FURNISH, INSTALL, GROUT, STRESS AND TEST, 8-STRAND PRESTRESSED ROCK ANCHORS, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	8,000	LF	$ 22.00	$ 176,000.00
0307	FURNISH, INSTALL, GROUT, STRESS AND TEST, REPLACEMENT ANCHORS, 8-STRAND PRESTRESSED ROCK ANCHORS, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	800	LF	$ 33.00	$ 26,400.00
0308	DISPOSAL OF EXCAVATED MATERIALS, SOIL AND ROCK, ROCK ANCHOR INSTALLATION, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	25,390	CD	$ 4.79	$ 121,618.10
0309	INSTALL WEEP HOLES, 4-INCH DIAMETER, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	93	EA	$ 1,315.00	$ 122,295.00
0310	CONTRACTOR- DESIGNED RELIEF WELL SYSTEM, LEFT ABUTMENT RETAINING WALL	1	JB	SUM	$ 315,160.00
0311	FURNISH AND INSTALL, DAM INSTRUMENTATION SYSTEM, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 394,192.00
0312	DEMOLITION OF EXISTING FIXED CREST DAM	1	JB	SUM	$ 1,085,422.00
0313	ARRIVAL POINT SIGNS, UPSTREAM AND DOWNSTREAM MOORING CELLS, GATED DAM	2	EA	$ 4,400.00	$ 8,800.00
0314	WARNING - DAM AHEAD SIGN, UPSTREAM MOORING CELL, GATED DAM	1	EA	$ 5,500.00	$ 5,500.00
0315	RESTRICTED - NO BOATS HERE TO DAM SIGN, UPSTREAM GUARD WALL END CELL, GATED DAM	1	EA	$ 4,400.00	$ 4,400.00
0316	RESTRICTED - NO BOATS HERE TO DAM SIGN, DOWNSTREAM RIVER WALL, GATED DAM	1	EA	$ 11,000.00	$ 11,000.00

SECTION 00010
SUPPLIES OR SERVICES AND PRICES/COSTS

ITEM	DESCRIPTION	QUANTITY	U/M	U/P	AMOUNT
0317	CONCRETE FIELD DEMONSTRATION, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 333,935.00
0318	RAILROAD OVERPASS, CONRAIL BRIDGE APPROACH, LEFT BANK WORK AREA, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 870,725.00
0319	FLAGMAN SERVICE, 8-HOUR SHIFT, LEFT BANK WORK AREA, GATED DAM	100	EA	$ 581.00	$ 58,100.00
0320	DIRT-BAG PUMPED SILT CONTROL SYSTEM, UPSTREAM MAINTENANCE BULKHEAD STORAGE AREA, SITE 4A, GATED DAM	1	EA	$ 1,056.00	$ 1,056.00
0321	DIRT-BAG PUMPED SILT CONTROL SYSTEM, DOWNSTREAM MAINTENANCE BULKHEAD STORAGE AREA, SITE 4, GATED DAM	1	EA	$ 1,056.00	$ 1,056.00
0322	DIRT-BAG PUMPED SILT CONTROL SYSTEM, FILL AREAS NO. 4 AND 8 RIDC DISPOSAL SITE, GATED DAM	4	EA	$ 1,056.00	$ 4,224.00
0323	GRADED GRAVEL BASE, DAM FOUNDATION SYSTEM, GATED DAM	3,100	CD	$ 86.00	$ 266,600.00
0324	GROUT, MIX 10, PILE CAPS, FOUNDATION DRILLED SHAFTS, GATED DAM	355	CD	$ 352.00	$ 124,960.00
0325	POST TENSIONED CONNECTION, FLOAT-IN DAM SEGMENTS NO. 1 AND 2, GATED DAM	1	JB	SUM	$ 67,619.00
	CONCRETE, MIX 1, UPSTREAM CLOSURE, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 1, GATED DAM	260	CD	$ 155.00	$ 40,300.00
0327	CONCRETE, MIX 1, UPSTREAM CLOSURE, FLOAT-IN DAM SEGMENT NO. 2, GATED DAM	265	CD	$ 128.00	$ 33,920.00
0328	SLIDE GATE, 19'-0", WITH CALL BOX, LEFT BANK WORK AREAS, GATED DAM	2	EA	$ 7,921.00	$ 15,842.00
0329	PLANTING BERM, RIDC DISPOSAL SITE, GATED DAM	1850	LF	$ 21.00	$ 38,850.00

TOTAL, ITEMS 0001 THROUGH 0329, INCLUSIVE $ 123,137,000.00

* ALL QUANTITIES ARE ESTIMATED, EXCEPT WHERE THE UNIT IS GIVEN AS "JB" OR "EA.'.

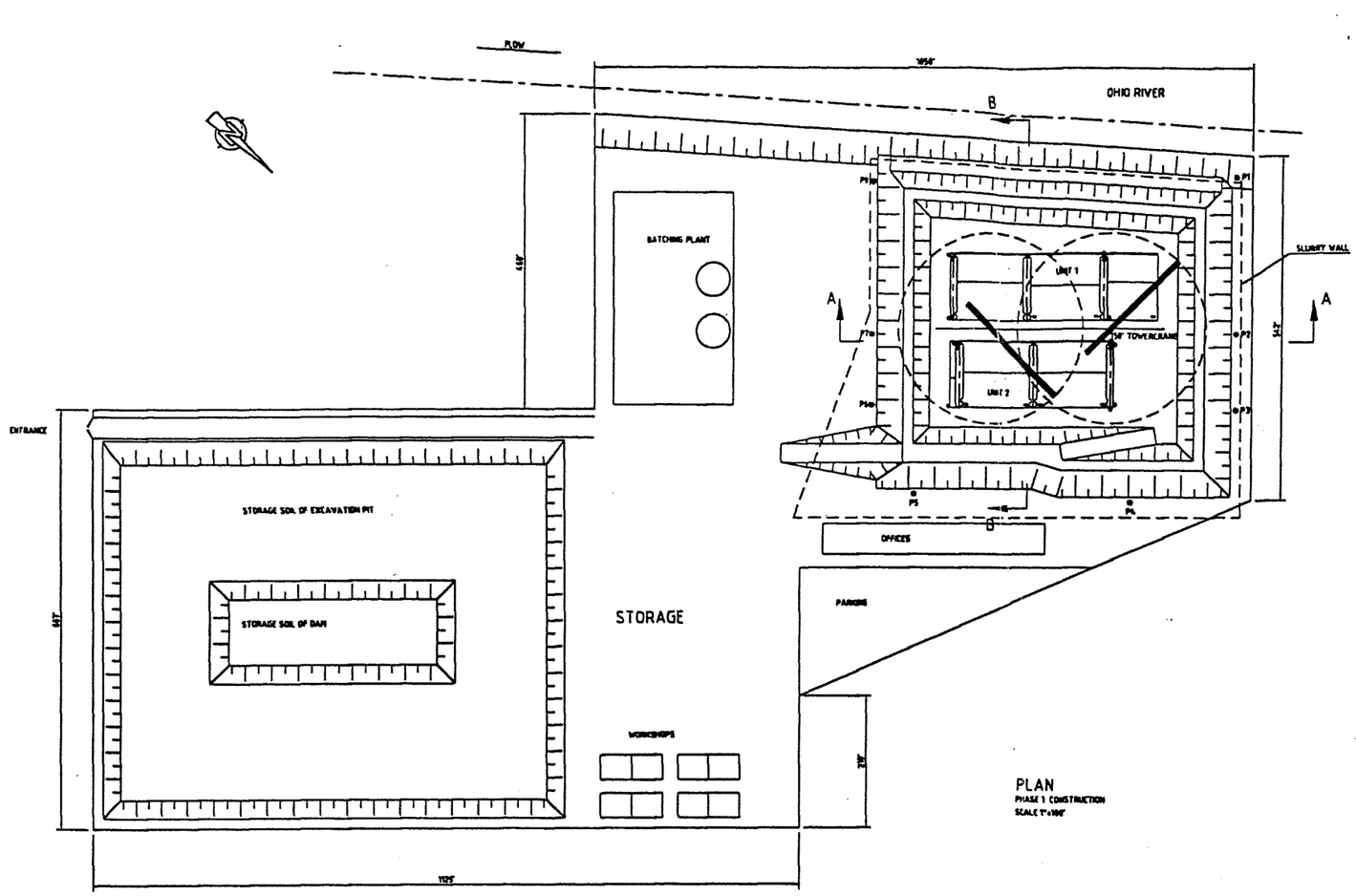
DO NOT ROUND OFF TOTALS. IN CASE OF A VARIATION BETWEEN THE UNIT PRICE AND THE EXTENSION, THE UNIT PRICE WILL BE CONSIDERED TO BE THE BID. IF A MODIFICATION TO A BID BASED ON UNIT PRICES IS SUBMITTED, WHICH PROVIDES FOR A LUMP SUM ADJUSTMENT TO THE TOTAL ESTIMATED COST, THE APPLICATION OF THE LUMP SUM ADJUSTMENT TO EACH UNIT PRICE IN THE BID SCHEDULE MUST BE STATED. IF IT IS NOT STATED, THE BIDDER AGREES THAT THE LUMP SUM ADJUSTMENT SHALL BE APPLIED ON A PRORATA BASIS TO EVERY UNIT PRICE IN THE BID SCHEDULE. IF ITEM NO. 1 IS NOT APPLICABLE BECAUSE THE BID IS UNDER $25,000, THE BIDDER HOULD STATE "N/A" IN THE SPACE PROVIDED FOR THE AMOUNT.

THE FOLLOWING IS A LIST OF ABBREVIATIONS AND THEIR MEANINGS AS USED IN THE PRICE SCHEDULE UNDER U/M (UNIT OF MEASURE):

AC	ACRE
CD	CUBIC YARD
CF	CUBIC FEET
EA	EACH
JB	JOB
LB	POUND
LF	LINEAR FEET
MO	MONTH
SE	SETS
SF	SQUARE FOOT
SK	SACK
TN	TONS

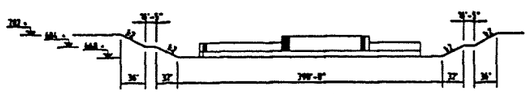
FOR IDENTIFICATION OF GOVERNMENT FURNISHED PROPERTY SEE THE FOLLOWING SPECIFICATION SECTIONS:

SECTION 05202 GOVERNMENT-FURNISHED CHECK POSTS
SECTION 02050 GOVERNMENT- FURNISHED SHEET PILING

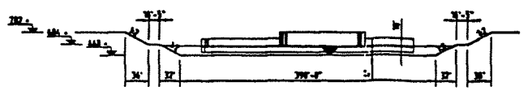


PLAN
PHASE 1 CONSTRUCTION
SCALE 1"=100'

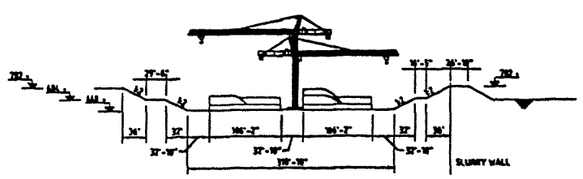
NOTE(S):
- DEWATERING SYSTEM AROUND DOCK NOT SHOWN
- OFFLOADING JETTY NOT SHOWN



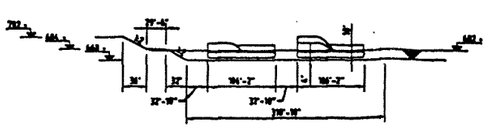
SECTION A-A
PHASE 1 CONSTRUCTION
SCALE 1"=100'



SECTION C-C
PHASE 2 FLOATING
SCALE 1"=100'



SECTION B-B
PHASE 1 CONSTRUCTION
SCALE 1"=100'



SECTION D-D
PHASE 2 TOW OUT
SCALE 1"=100'

0	10MAY99	3	10MAY99	RPL	FIRST ISSUE		MBK		CHA
rev	date	status	date	init.	par.	description	init.	sign	init.	sign
		client		by			check eng.		proj. eng.

status code: 1. preliminary 2. for approval 3. approved 4. .....

original size: A1

client: U.S. CORPS OF ENGINEERS, PITTSBURGH

project: BRADDOCK LOCKS AND DAM

subject: CONSTRUCTION DOCK LEETSOALE

Contractor: LANE CONSTRUCTION CORPORATION

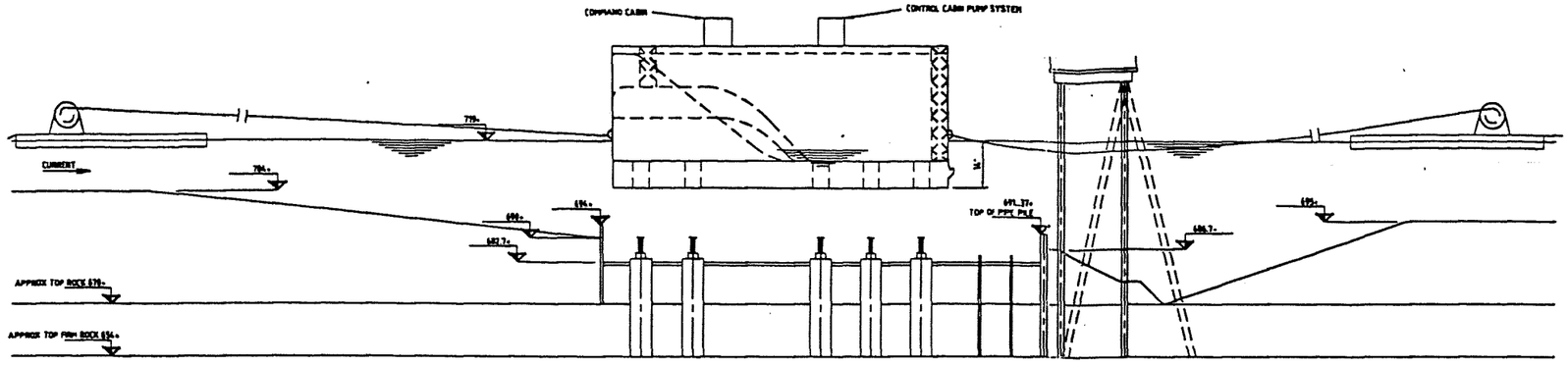
scale: 1: 1200

project number: 951546

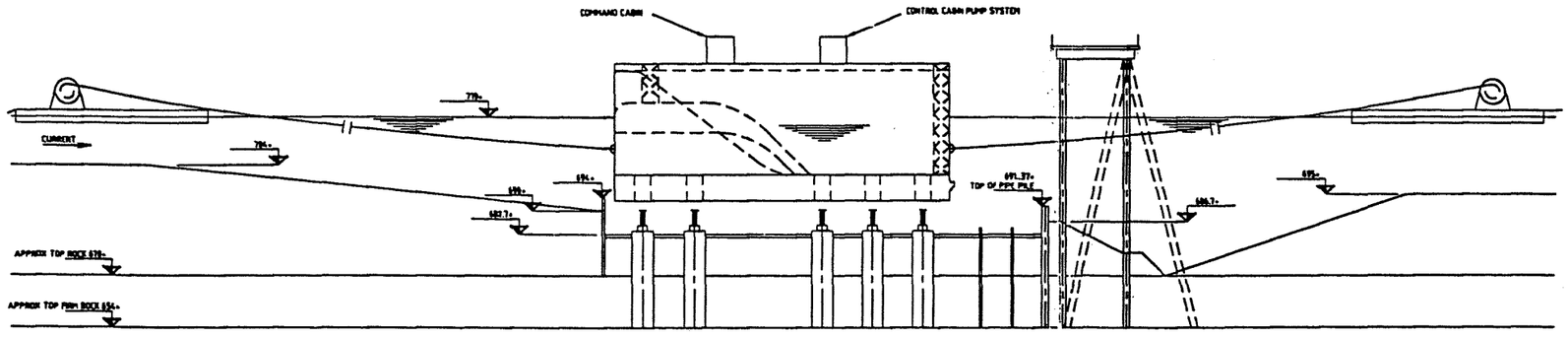
drawing number: LD-002

rev: 0

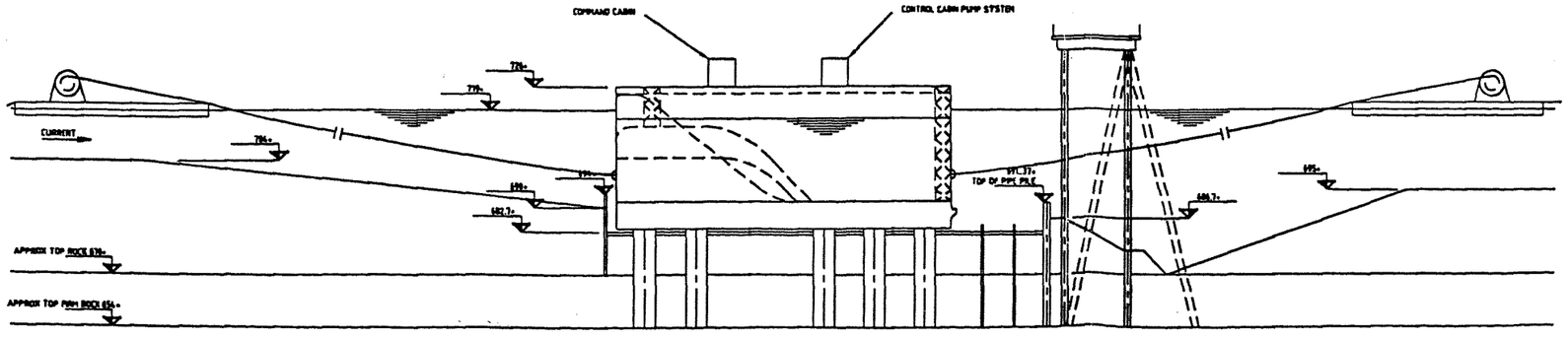
Copyright©
No part of this drawing and/or design may be reproduced, published and/or passed to any third party, without the prior written consent of Lane.



SCALE 1" = 20'



SCALE 1" = 20'



SCALE 1" = 20'

rev	date	status date	by	description	hdr. sign	hdr. sign
0	3MAY99	3 MAY99	RCO	FIRST ISSUE	HBC	CHA
		client			check eng.	proj. eng.

status code: 1. preliminary 2. for approval 3. approved 4. ..... project size: A1

U.S. CORPS OF ENGINEERS, PITTSBURGH

BRADDOCK LOCKS AND DAM

PLACING SEGMENT

file number: 951546AL0-ST1.dwg

scale: 1:240

project number: 951546

drawing number: LO-017 rev: 0

LANS CONSTRUCTION CORPORATION

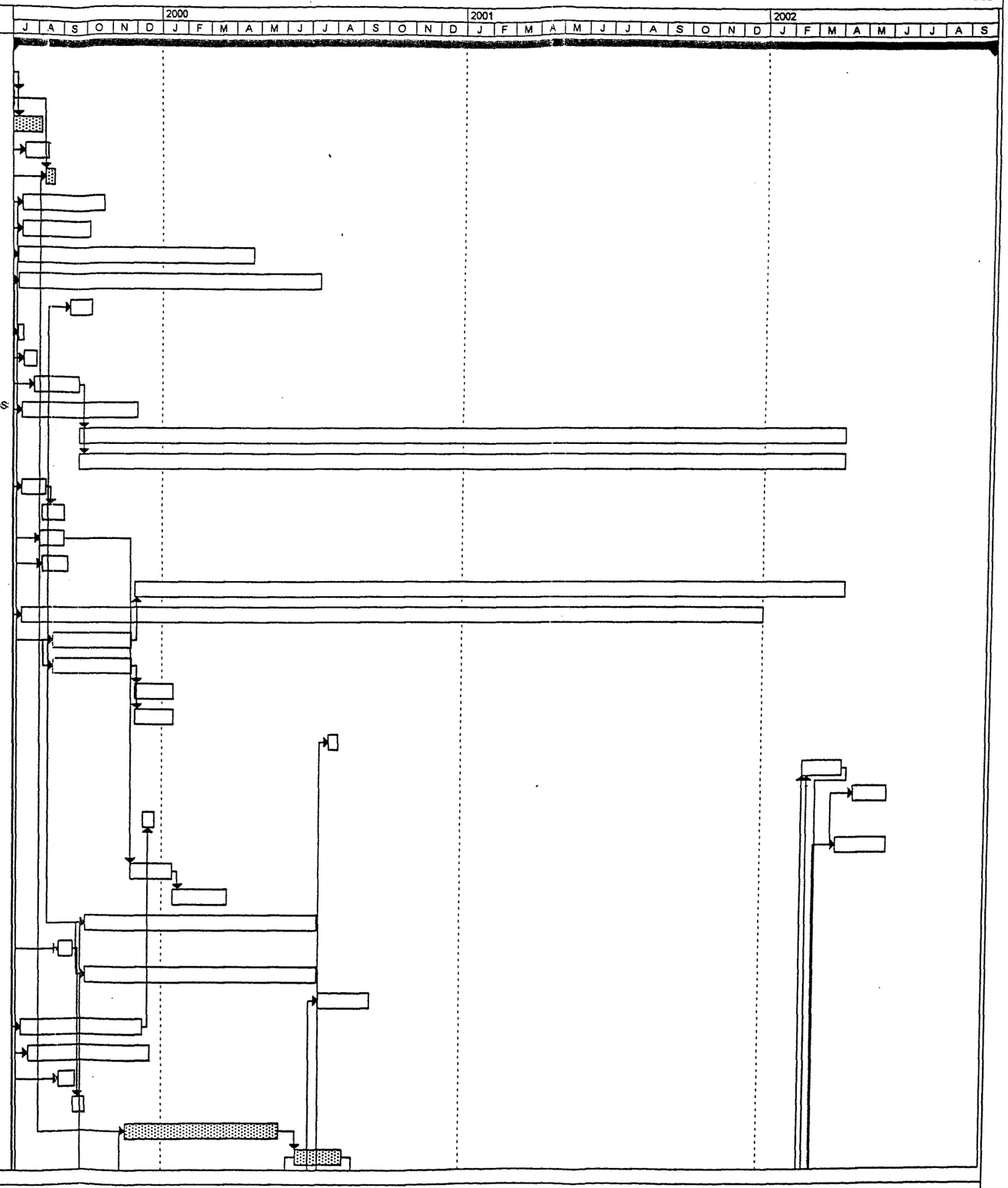
Copyright©
No part of this drawing and/or design may be reproduced, published and/or issued to any third party, without the prior written consent of Lanstec.

Factor AS1

PRICED WORK BREAK DOWN SCHEDULE BRADDOCK DAM

4/5/99

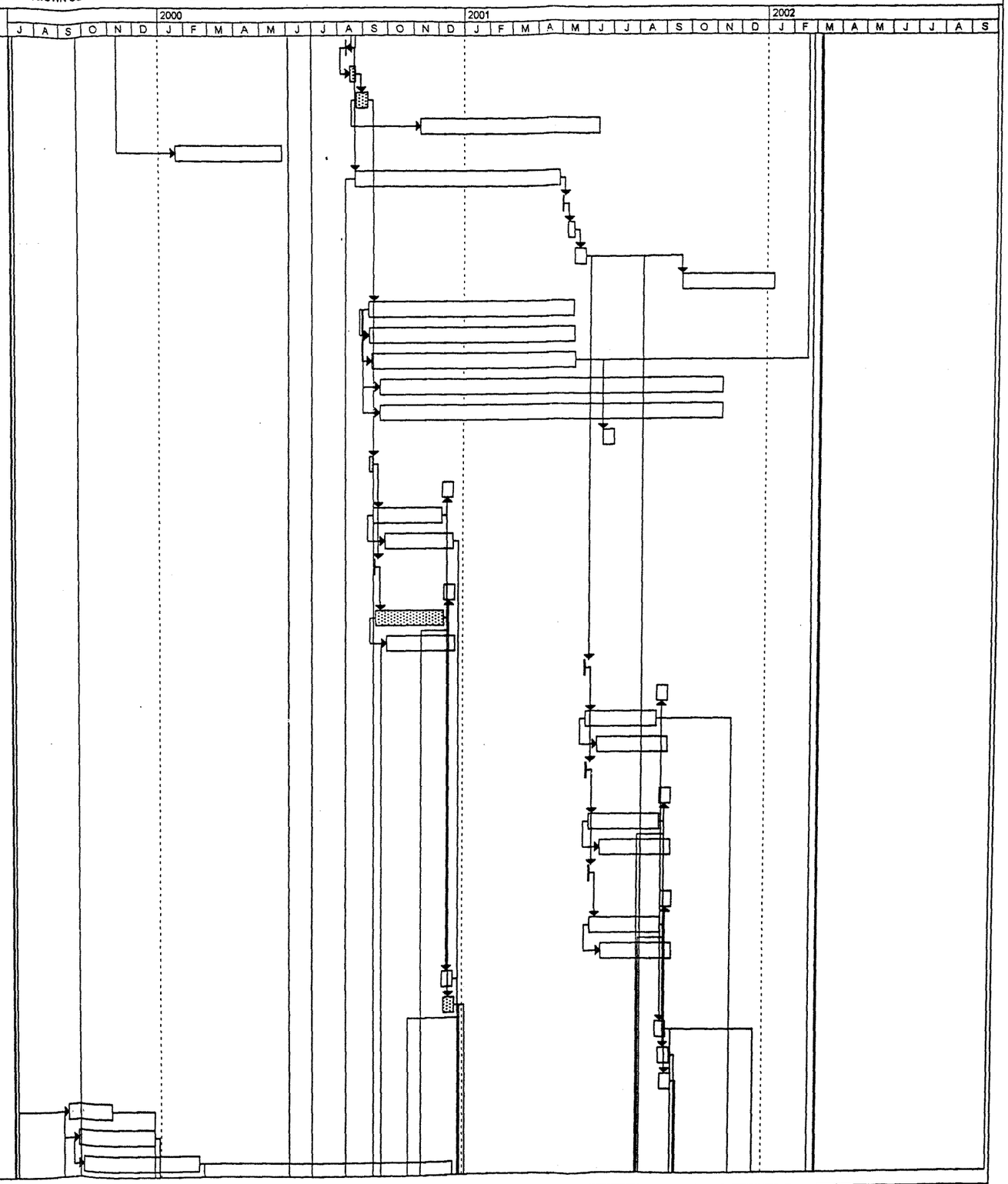
ID	Text1	Task Name	Text2	Text	Duration	Start	Finish	Cost	Predecessors
1		**PRICED WORK BREAK DOWN SCHEDULE BRADDOCK DAM**			**825 d**	**7/1/99**	**9/27/02**	**123,137,000**	
2		NOTICE TO PROCEED			1 d	7/1/99	7/1/99	0	
3		SUBMIT CONTRACT DRWGS+CALC			1 d	7/2/99	7/2/99	0	2
4		SET UP SITE ORGANIZATION			24 d	7/2/99	8/4/99	0	2
5		SET UP SITE OFFICES			20 d	7/16/99	8/12/99	0	4SS+10 d
6		DRWG. CONSTRUCTION DOCK			10 d	8/9/99	8/20/99	0	4SS+26 d,3
7		PREPARE SUBCONTRACTS			73 d	7/13/99	10/21/99	0	4SS+7 d
8		PROCURE EQUIPMENT			60 d	7/13/99	10/4/99	0	4SS+7 d
9		PROCURE TEMP. MATERIALS			200 d	7/8/99	4/21/00	0	4SS+4 d
10		PROCURE PERM. MATERIALS			255 d	7/9/99	7/12/00	0	4SS+5 d
11		INSTALL TEMP. TRESTLE DOWNSTREAM			20 d	9/9/99	10/6/99	0	24SS+15 d
12	0001	PAYMENT AND PERFORMANCE BOND	1	IAX.	5 d	7/8/99	7/14/99	480,000	4SS+4 d
13	0002	CONSTRUCTION PROJECT SCHEDULE	1	JB	11 d	7/15/99	7/29/99	198,014	4SS+9 d
14	0003	GOV'T FIELD OFFICES LEFT BANK WORK AREAS	1	JB	40 d	7/27/99	9/20/99	556,177	4SS+17 d
15	0004	MOBILIZATION AND PREPARATORY WORK	1	JB	100 d	7/13/99	12/1/99	7,650,129	7SS,8SS,9SS,10S
16	0005	ELEC.AND CUSTODIAL SERV.GOV'T FIELD OFF	42	MO	645 d	9/21/99	4/8/02	126,042	14
17	0006	***SAN.SERV.,AND 7 AND 8***	84	EA	645 d	9/21/99	4/8/02	96,174	14
18	0009	***ACCESS ROADS LFT BANK +10 +11***	1	JB	20 d	7/13/99	8/9/99	507,814	7SS
19	0012	***SAFETY FENCING LFT BANK + (13+14+15)***	1	JB	20 d	8/6/99	9/2/99	97,695	18FS-2 d
20	0016	***EXPL.DRLNG.,AND 17+18+19***	602	LF	22 d	8/3/99	9/1/99	199,842	7SS+15 d
21	0020	EXPL.PILE DRIVING,DAM CUT OFF WALLS	1	JB	22 d	8/6/99	9/6/99	109,019	7SS+18 d
22	0021	***SEEDING FILL AREAS #1 + 22 - 26+329***	80	AC	600 d	11/29/99	4/10/02	130,850	24
23	0027	***FILTER FAB FENCE, 18" + 28- 38***	3400	LF	625 d	7/13/99	12/31/01	399,570	18SS
24	0039	DREDGING AND DISP, STAGE 1	180000	CD	70 d	8/19/99	11/24/99	3,240,000	15SS+27 d
25	0040	DREDGING AND REGUL.DISP., STAGE 1	4200	CD	70 d	8/19/99	11/24/99	176,400	24SS
26	0041	DREDGING AND DISP., STAGE 2	14400	CD	30 d	11/29/99	1/14/00	259,200	25
27	0042	DREDGING AND DISP, STAGE 3	25400	CD	30 d	11/29/99	1/14/00	457,200	25
28	0043	DREDGING AND DISP., MAINTENANCE	12700	CD	10 d	7/24/00	8/4/00	406,400	45FS-15 d
29	0044	DREDGING AND DISP., STAGE 4	70800	CD	35 d	2/20/02	4/9/02	1,274,400	57,157
30	0045	DREDGING AND DISP., STAGE 5	65600	CD	30 d	4/24/02	6/4/02	1,180,800	32SS+15 d
31	0046	DREDGING AND DISP., OFF LDG/OUTFIT. FAC.	15200	CD	10 d	12/9/99	12/22/99	243,200	39
32	0047	DISP.CONC.RUBBLE, RIV MILE 10.1-10.3	9750	CD	45 d	4/3/02	6/4/02	63,960	161SS+15 d
33	0048	***F & I H-PILES,CUT OFF + 49***	903	LF	30 d	11/24/99	1/13/00	376,481	20FS+59 d
34	0050	***F & I 24" PIPE PILES CUT OFF + 51-53***	951	LF	48 d	1/14/00	3/21/00	678,190	33
35	0054	***DRILLED SH. DAM : 55 -63+66+70+71+72+73+75+324***	14	LF	194 d	9/30/99	7/10/00	4,559,091	24SS+30 d
36	0064	***DRILLED SHFTS ACC TWR + 65-69+74***	312	LF	12 d	8/27/99	9/13/99	1,084,698	7SS+33 d
37	0076	CROSSHOLE SONIC LOGGING, FDN DRL SHFT, DAM	1	JB	194 d	9/30/99	7/10/00	26,404	35SS
38	0077	F & I H-PILES, TAILRACE & RT CLOSURE	3603	LF	45 d	7/13/00	9/13/00	378,315	166FS-8 d
39	0078	OFF-LOADING OUTFITTING FACILITY	1	JB	105 d	7/13/99	12/8/99	4,282,254	7SS
40	0079	CASTING FACILITY, FLT IN DAM SEG #1 & #2	1	JB	105 d	7/22/99	12/17/99	8,211,234	7SS+7 d
41	0080	CONT. MOORING FACILITY, OUTFITTING PIER	1	JB	15 d	8/27/99	9/16/99	166,656	39SS+33 d
42	0081	MOORING AND POS SYSTEM, SEGMENTS #1 & #2	1	JB	12 d	9/14/99	9/29/99	251,164	38
43	0082	***FURN FLOAT IN DAM SEGMENT NO 1+63+64***	1	JB	129 d	11/18/99	5/25/00	16,538,804	6SS+73 d
44	0085	***OUTFIT AND PREP FOR SET-DOWN SEG NO 1+66***	1	JB	40 d	6/15/00	8/11/00	8,393,438	43FS+14 d



Project: as1a
Date: 4/5/99

Task | Progress | Summary | Rolled Up Critical Task | Rolled Up Progress | External Tasks
Critical Task | Milestone | Rolled Up Task | Rolled Up Milestone | Split | Project Summary

ID	Text1	Task Name	Text2	Text	Duration	Start	Finish	Cost	Predecessors
45	0087	SET DOWN UNIT 1	1	JB	1 d	8/11/00	8/11/00	792,047	44FF
46	0088	GROUT MIX 8, UNDERBASE, SEG NO 1	1375	CD	6 d	8/16/00	8/23/00	395,050	45SS+3 d
47	0089	CONC MIX 1, INFILL SEGMENT NO 1	7812	CD	10 d	8/24/00	9/6/00	1,473,031	46
48	0090	CONC MIX 2, INFILL SEGMENT NO 1	3049	CD	150 d	11/9/00	6/13/01	878,112	47SS+55 d
49	0091	***FURNISH FLOAT IN DAM SEGMENT NO 2+92+93***	1	JB	91 d	1/21/00	5/26/00	12,870,292	43SS+39 d
50	0094	***OUTFIT & PREP SEG NO 2+95***	1	JB	174 d	8/22/00	4/27/01	6,810,755	45FS+6 d
51	0096	SET DOWN UNIT 2	1	JB	1 d	5/1/01	5/1/01	567,260	50FS+1 d
52	0097	GROUT MIX 9, UNDERBASE, SEG NO 2	1095	CD	6 d	5/7/01	5/14/01	290,150	51FS+3 d
53	0098	CONC MIX 1, INFILL SEG NO 2	5976	CD	10 d	5/15/01	5/28/01	1,129,464	52
54	0099	CONC MIX 2, INFILL SEG NO 2	3049	CD	74 d	9/20/01	1/8/02	814,083	53FS+81 d
55	0100	P/C TAILRACE PANELS	1	JB	173 d	9/7/00	5/14/01	1,842,048	47
56	0101	CONC MIX 1, 2ND PLACEMENT BH BRNG PL,TR	10	CD	173 d	9/8/00	5/15/01	3,660	55SS+1 d
57	0102	CONC MIX 1, 1ST AND 2ND PLACEMENT INFILL	5541	CD	173 d	9/11/00	5/16/01	858,855	55SS+2 d
58	0103	STEEL DOWELS, BAFFLE BLKS, STILLING BASIN	44160	LB	290 d	9/21/00	11/8/01	27,379	55SS+10 d
59	0104	***DRILL+INSTALL BAFFLE BLCK+105+106***	7110	LF	290 d	9/21/00	11/8/01	494,881	55SS+10 d
60	0107	INSTALL RELIEF DRAINS, TAILRACE	31	EA	10 d	6/19/01	7/2/01	149,792	57FS+23 d
61	0108	P/C PANELS PIER NO 1	1	JB	3 d	9/8/00	9/12/00	222,197	47FS+1 d
62	0109	P/C PANELS PIER BLDG. PIER NO 1	1	JB	10 d	12/6/00	12/19/00	73,018	63
63	0110	***PIER NO 1 CONCRTE WORKS+111+112+113***	55161	LB	60 d	9/13/00	12/5/00	827,782	61
64	0114	***STEEL&ALU WRKS PIER 1 115-122***	2	EA	60 d	9/27/00	12/19/00	115,033	63SS+10 d
65	0123	P/C PANELS PIER 2	1	JB	2 d	9/13/00	9/14/00	223,727	61
66	0124	P/C PANELS PIER BLDG, PIER 2	1	JB	10 d	12/8/00	12/21/00	76,239	67
67	0125	***PIER NO 2 CONCR WRKS +126+127+128***	52525	LB	60 d	9/15/00	12/7/00	784,368	65
68	0129	***STEEL&ALU WRKS PIER 2: 130-137***	2	EA	60 d	9/29/00	12/21/00	118,370	67SS+10 d
69	0138	P/C PANELS PIER 3	1	JB	2 d	5/29/01	5/30/01	236,815	53
70	0139	P/C PANELS PIER BLDG, PIER 3	1	JB	10 d	8/24/01	9/6/01	123,443	71
71	0140	***PIER NO 3 CONCR WRKS +141+142+143***	59170	LB	60 d	5/31/01	8/23/01	957,724	69
72	0144	***STEEL&ALU WRKS PIER 3: 145-152***	2	EA	60 d	6/14/01	9/6/01	149,694	71SS+10 d
73	0153	P/C PANELS PIER NO 4	1	JB	2 d	5/31/01	6/1/01	223,727	69
74	0154	P/C PANELS PIER BLDG., PIER 4	1	JB	10 d	8/28/01	9/10/01	76,238	75
75	0155	***PIER NO 4 CONCR WRKS +156+157+158***	52525	LB	60 d	6/4/01	8/27/01	798,593	73
76	0159	***STEEL&ALU WRKS PIER 4: 160-167***	2	EA	60 d	6/18/01	9/10/01	118,370	75SS+10 d
77	0168	P/C PANELS PIER 5	1	JB	2 d	6/4/01	6/5/01	222,197	73
78	0169	P/C PANELS, PIER BLDG., PIER 5	1	JB	10 d	8/30/01	9/12/01	76,237	79
79	0170	***PIER NO. 5 CONCR.WRKS +171+172+173***	1	JB	60 d	6/6/01	8/29/01	798,922	77
80	0174	***STEEL&ALU WRKS PIER 5: 175-182***	1	JB	60 d	6/20/01	9/12/01	114,723	79SS+10 d
81	0183	***PIER 1 TRUNNION GIRDER+184-186***	1	JB	10 d	12/6/00	12/19/00	109,199	63
82	0187	***PIER 2 TRUNNION GIRDER +188-190***	1	JB	10 d	12/8/00	12/21/00	141,474	67
83	0191	***PIER 3 TRUNNION GIRDER+192-194***	1	JB	10 d	8/24/01	9/6/01	164,762	71
84	0195	***PIER 4 TRUNNION GIRDER+196-198***	1	JB	10 d	8/28/01	9/10/01	141,917	75
85	0199	***PIER 5 TRUNNION GIRDER +200-202***	1	JB	10 d	8/30/01	9/12/01	110,841	79
86	0203	FOOTBRIDGE ACCESS TOWER	1	JB	40 d	9/7/99	11/1/99	507,676	7SS+40 d
87	0204	FOOTBRIDGE MIDDLE WALL PIER	1	JB	66 d	9/21/99	12/23/99	95,770	86SS+10 d
88	0205	FOOTBRIDGE RIVER WALL PIER	1	JB	95 d	9/27/99	2/15/00	256,818	87SS+4 d

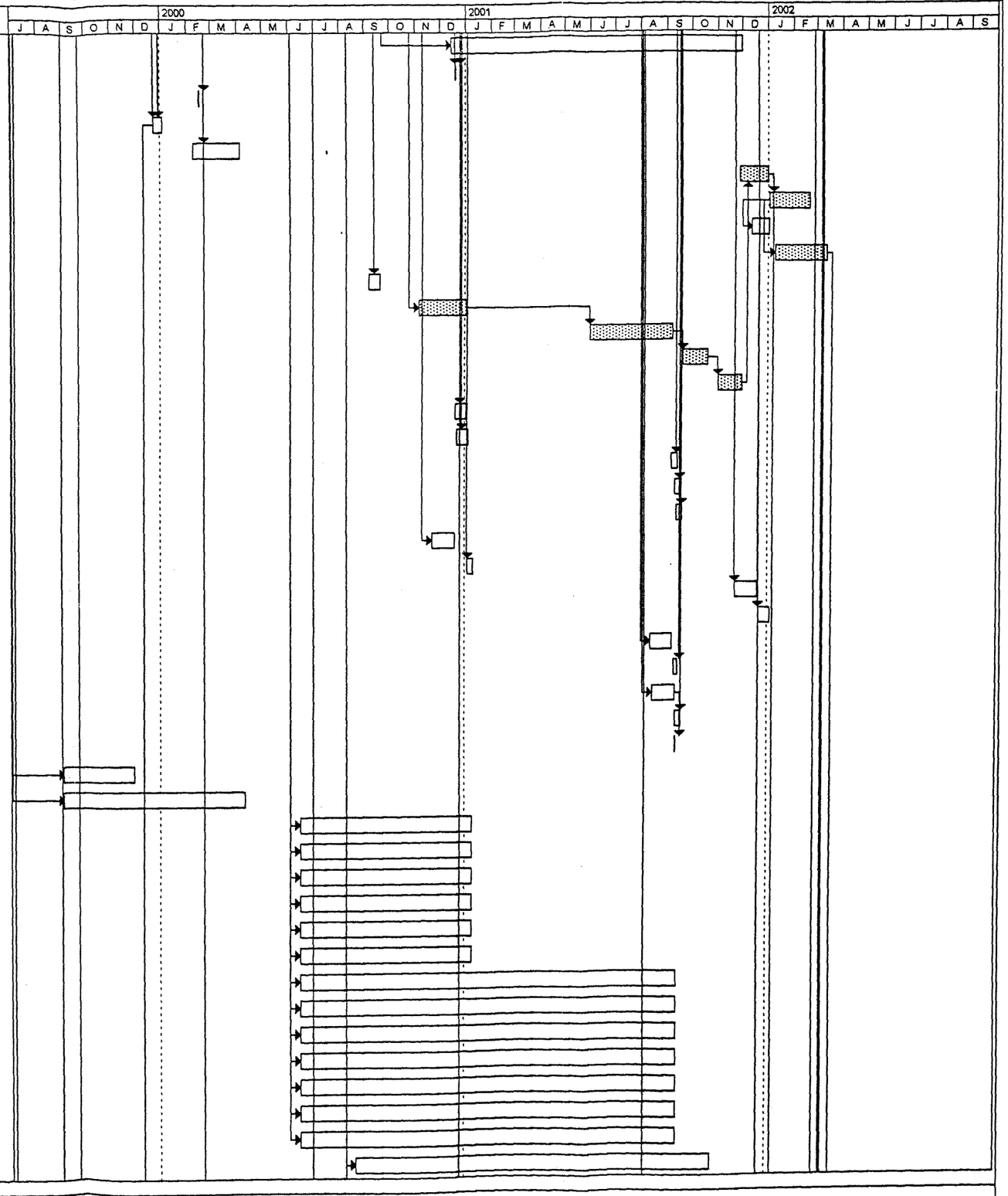


Factor AS1

PRICED WORK BREAK DOWN SCHEDULE BRADDOCK DAM

4/5/99

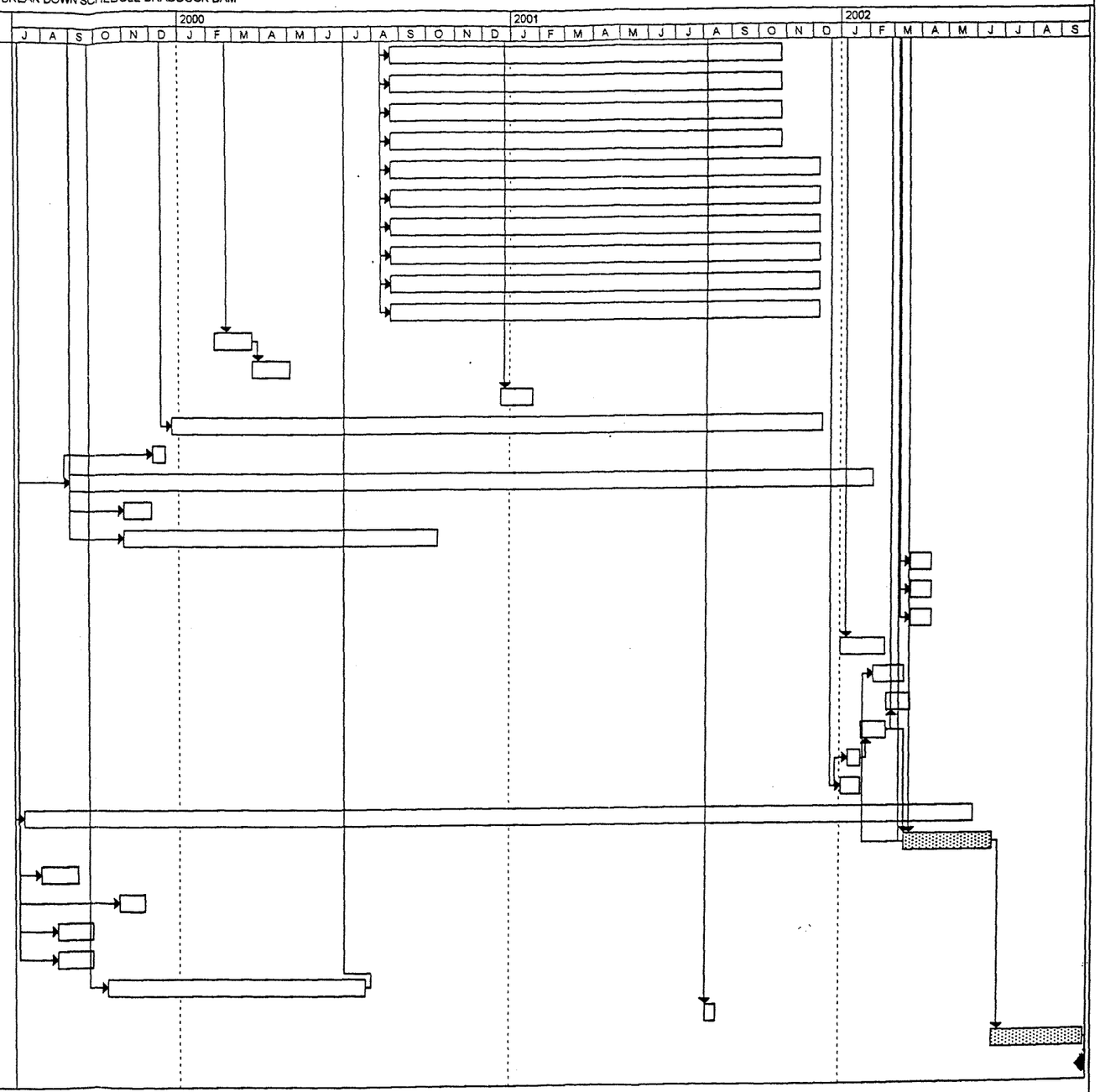
ID	Text1	Task Name	Text2	Text	Duration	Start	Finish	Cost	Predecessors
89	0206	F & I FOOTBRIDGES, 113'-0" TYPE "A" SPAN	4	EA	244 d	12/15/00	11/29/01	456,016	68SS+55 d
90	0207	F & I FOOTBRIDGES, 87'-3" TYPE "B" SPAN	1	EA	1 d	12/20/00	12/20/00	89,326	64,88
91	0208	F & I FOOTBRIDGES, 80'-5" TYPE "C" SPAN	1	EA	1 d	2/16/00	2/16/00	82,628	88
92	0209	F & I FOOTBRIDGES, 166'-2" TYPE "D" SPAN	1	EA	2 d	12/24/99	1/3/00	165,775	86,87
93	0210	REPLACE ESPLANADE & SLOPE PAV'T STA 5+16	1	JB	40 d	2/9/00	4/4/00	123,922	88FS-5 d
94		REMOVE LAST PART TEMP. TRESTLE			20 d	11/27/01	12/31/01	770,910	102FS-4 d
95	0211	F & I STL SHT PILE, ETC, LEFT CLOSURE WEIR	13520	LF	35 d	1/2/02	2/19/02	37,380	94FS+1 d
96	0212	EXCAV. ALLUVIUM LEFT CLOSURE WEIR	1335	CD	10 d	12/12/01	1/1/02	136,538	95SS-10 d
97	0213	SOIL STAB. +CONCR. LEFT. CLOS. +214 +215+216	1	JB	45 d	1/9/02	3/12/02	903,204	95SS+5 d
98	0217	***CONCRETE WORKS RIGHT CLOSURE+218-222***	1	JB	10 d	9/7/00	9/20/00	145,811	47
99	0223	***F&I TAINTER GATE NO. 1 224-226***	1	JB	37 d	11/6/00	1/2/01	649,381	82FS-34 d
100	0227	***F&I TAINTER GATE NO. 2 228-230***	1	JB	71 d	5/31/01	9/7/01	859,273	99FS+106 d
101	0231	***F&IN TAINTER GATE NO. 3 232-234***	1	JB	22 d	9/20/01	10/19/01	859,273	100FS+8 d
102	0235	***F&I TAINTER GATE NO. 4 236-238***	1	JB	22 d	11/1/01	11/30/01	859,273	101FS+8 d
103	0239	F & I SHORT SUPT STR.,HYD GATE OPER NO 1	1	JB	5 d	12/20/00	1/2/01	69,970	81
104	0240	F & I LONG SUPT STR, HYD GATE OPER NO 2	1	JB	5 d	12/22/00	1/4/01	108,223	82
105	0241	F & I SHORT SUPT STR, HYD GATE OPER NO 3	1	JB	5 d	9/7/01	9/13/01	139,938	83
106	0242	F & I LONG SUPT STR, HYD GATE OPER NO 4	1	JB	5 d	9/11/01	9/17/01	108,223	84
107	0243	F & I SHORT SUPT STR, HYD GATE OPER NO 5	1	JB	5 d	9/13/01	9/19/01	69,970	85
108	0244	F & I HYD GATE OPER MACH GATE NO 1	1	JB	20 d	11/22/00	12/19/00	235,570	67FS-12 d
109	0245	F & I HYD CARDAN RING ASSY GATE NO 1	1	JB	5 d	1/4/01	1/10/01	102,044	82FS+4 d
110	0246	F & I HYD GATE OPER MACH GATE NO 2	1	JB	20 d	11/22/01	12/19/01	229,829	71FS+64 d
111	0247	F & I CARDAN RING ASSY GATE NO 2	1	JB	5 d	12/21/01	1/3/02	102,044	83FS+75 d
112	0248	F & I HYD GATE OPER MACH GATE NO 3	1	JB	20 d	8/13/01	9/7/01	229,829	75FS-11 d
113	0249	F & I CARDAN RING ASSY GATE NO 3	1	JB	5 d	9/10/01	9/14/01	102,044	84FS-1 d
114	0250	F & I HYD GATE OPER MACH GATE NO 4	1	JB	20 d	8/15/01	9/11/01	229,829	79FS-11 d
115	0251	F & I CARDAN RING HYD OPER MACH GATE 4	1	JB	5 d	9/12/01	9/18/01	102,044	85FS-1 d
116	0252	FURN. SPARE HYD CYL GATE OPER MACH.	1	JB	1 d	9/12/01	9/12/01	153,010	114
117	0253	PICKUP FRAME MANIT BULKHEADS	1	EA	60 d	9/3/99	11/29/99	42,841	10SS+40 d
118	0254	***ALL BULKHEADS 255-258***	17	EA	150 d	9/3/99	4/10/00	3,619,000	10SS+40 d
119	0259	F & I EMBED US AND DS SEAL PL MAINT BH BAY 1	1	JB	142 d	6/15/00	1/9/01	42,674	44SS
120	0260	F & I EMBED US AND DS SILL BM MAINT BH BAY 1	1	JB	142 d	6/15/00	1/9/01	77,935	44SS
121	0261	F & I EMBED US AND DS BRNG PL MAINT BH BAY 1	1	JB	142 d	6/15/00	1/9/01	14,526	44SS
122	0262	CONC MIX 8 2ND PLCMNT,SILL AND SEAL PL BAY 1	21	CD	142 d	6/15/00	1/9/01	78,267	44SS
123	0263	F & I COR PROT. US & DS MAINT BH SLOTS BAY 1	1	JB	142 d	6/15/00	1/9/01	21,408	44SS
124	0264	CONC MIX 8 2ND PLCMNT CORN PROT MAIN BH BAY 1	13	CD	142 d	6/15/00	1/9/01	48,451	44SS
125	0265	F & I EMBED US & DS SEAL PL, MAINT BH BAY 2	1	JB	319 d	6/15/00	9/14/01	50,089	44SS
126	0266	F & I EMBED US & DS SILL BM, MAINT BH BAY 2	1	JB	319 d	6/15/00	9/14/01	77,934	44SS
127	0267	F & I EMBED US & DS BEAR PL, MAINT BH BAY 2	1	JB	319 d	6/15/00	9/14/01	14,526	44SS
128	0268	CONC MIX 8 2ND PLCMNT SEAL, AND SILL NO2 BAY 2	21	CD	319 d	6/15/00	9/14/01	78,267	44SS
129	0269	F & I EMBED COR PROT, MAIN BH SLOT GATE2 BAY 2	1	JB	319 d	6/15/00	9/14/01	24,634	44SS
130	0270	CONC MIX 8 2ND PLCMNT SEAL & SILL GATE 2	15	CD	319 d	6/15/00	9/14/01	55,905	44SS
131	0271	F & I EMBED US & DS SEAL PL,MAINT BH NO2	1	JB	319 d	6/15/00	9/14/01	50,089	44SS
132	0272	F & I EMBED US & DS SILL BM, MAINT BH NO3	1	JB	303 d	8/22/00	10/26/01	77,934	50SS



Project: as1a
Date: 4/5/99

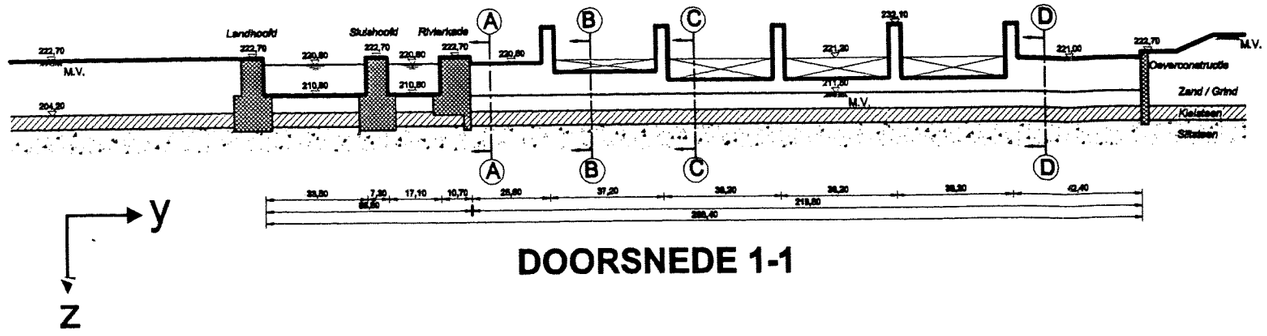
Task | Critical Task | Progress | Milestone | Summary | Rolled Up Task | Rolled Up Critical Task | Rolled Up Milestone | Rolled Up Progress | Split | External Tasks | Project Summary

ID	Text1	Task Name	Text2	Text	Duration	Start	Finish	Cost	Predecessors
133	0273	F & I EMBED US & DS BRNG PL, MAINT BH NO3	1	JB	303 d	8/22/00	10/26/01	14,526	50SS
134	0274	CONC MIX 8 2ND PLCMNT SEAL, SILL GATE NO3	21	CD	303 d	8/22/00	10/26/01	78,267	50SS
135	0275	F & I COR PROT, MAINT BH SLOTS GATE NO3	1	JB	303 d	8/22/00	10/26/01	24,634	50SS
136	0276	CONC MIX 8 2ND PLCMNT COR PROT GATE NO 3	15	CD	303 d	8/22/00	10/26/01	55,905	50SS
137	0277	F & I EMBED SEAL PL MAINT BH GATE NO 4	1	JB	333 d	8/22/00	12/7/01	50,089	50SS
138	0278	F & I EMBED SILL BM MAINT BH GATE NO 4	1	JB	333 d	8/22/00	12/7/01	77,934	50SS
139	0279	F & I EMBED BRNG PL MAINT BH GATE NO 4	1	JB	333 d	8/22/00	12/7/01	14,525	50SS
140	0280	CONC MIX 8 2ND PLCMNT SEAL, SILL GATE 4	21	CD	333 d	8/22/00	12/7/01	78,267	50SS
141	0281	F & I EMBED COR PROT MAINT BH SLOTS NO 4	1	JB	333 d	8/22/00	12/7/01	24,634	50SS
142	0282	CONC MIX 8 2ND PLCMNT COR PROT GATE NO 4	15	CD	333 d	8/22/00	12/7/01	55,905	50SS
143	0283	US BULKHEAD STORAGE AREA MAINT BULKHEADS	1	JB	30 d	2/9/00	3/21/00	76,189	88FS-5 d
144	0284	DS BULKHEAD STORAGE AREA MAINT BULKHEADS	1	JB	30 d	3/22/00	5/2/00	69,473	143
145	0285	F & I 74"X50" HYD LIFT PIER NO 1	1	JB	20 d	12/22/00	1/25/01	34,925	64FS+2 d
146	0286	F & I COMB AIR-WATER PIPELINE	1	JB	500 d	12/24/99	12/11/01	45,581	92SS
147	0287	F & I STANDBY GEN. & AIR COMP SYS LOCK R	1	JB	10 d	12/3/99	12/16/99	132,613	148SS+65 d
148	0288	ELECTRICAL WORK	1	JB	615 d	9/1/99	2/5/02	1,800,000	7SS+36 d
149	0289	ELECTRIC ELEVATOR, FOOTBRIDGE ACCESS TWR	1	JB	20 d	11/2/99	12/1/99	110,000	86SS+40 d
150	0290	ELEC WORK, REHAB OF LOCK ELEC SYSTEMS	1	JB	240 d	11/2/99	10/13/00	1,121,366	86SS+40 d
151	0291	SCOUR PROT, TYPE 1 STONE LEFT ABUT WALL	5950	CD	18 d	3/20/02	4/12/02	238,000	29FS-15 d
152	0292	SCOUR PROT, TYPE 2 STONE LEFT ABUT WALL	11500	CD	18 d	3/20/02	4/12/02	489,095	29FS-15 d
153	0293	SCOUR PROT, TYPE 3 STONE LEFT ABUT WALL	3125	CD	18 d	3/20/02	4/12/02	171,875	29FS-15 d
154	0294	SCOUR PROT, TYPE 3 ST. TAILRACE AND CLOS	8361	CD	35 d	1/1/02	2/18/02	391,629	94
155	0295	EXCAV,GRAN MAT'L & STONE, CONST BENCH	25300	CD	25 d	2/6/02	3/12/02	284,119	161SS-25 d
156	0296	***CONCR. WORKS LEFT RET. WALL+297-299***	1	JB	20 d	2/20/02	3/19/02	886,315	157
157	0300	***ROCK ANCHOR LEFT ABUTMENTS +301-308***	8000	LF	20 d	1/23/02	2/19/02	702,948	158
158	0309	INSTALL WEEP HOLES 4"D LT ABUT RET WALL	93	EA	10 d	1/9/02	1/22/02	122,295	159SS+5 d
159	0310	CONTR DESIGN RELIEF WELL SYST LT ABUT WL	1	JB	15 d	1/2/02	1/22/02	315,160	95SS
160	0311	F & I DAM INSTRUMENTATION SYSTEM	1	JB	732 d	7/12/99	5/28/02	394,192	4SS+6 d
161	0312	DEMOLITION OF EXIST DAM	1	JB	70 d	3/13/02	6/18/02	1,085,422	157,97
162	0313	***SIGNS 314-316***	2	EA	30 d	7/30/99	9/9/99	29,700	7SS+13 d
163	0317	CONCRETE FIELD DEMONSTRATION	1	JB	20 d	10/27/99	11/23/99	333,935	15SS+76 d
164	0318	R/R OVERPASS CONRAIL BR APPR LBWA	1	JB	30 d	8/17/99	9/27/99	870,725	7SS+25 d
165	0319	***FLAGMAN SERVICE +320-322***	100	EA	30 d	8/17/99	9/27/99	64,436	7SS+25 d
166	0323	GRADED GRAVEL BASE , DAM FDN SYSTEM	3100	CD	194 d	10/14/99	7/24/00	266,600	35SS+10 d
167	0325	POST TENSION CONN. DAM SEG. NO 1 AND 2	1	JB	10 d	8/6/01	8/17/01	67,619	53FS+48 d
168		UNWORKABLE WEATHER: 1185/365X60= 139			71 d	6/19/02	9/27/02	0	161
169		HANDOVER PROJECT TO CLIENT			0 d	9/27/02	9/27/02	0	168

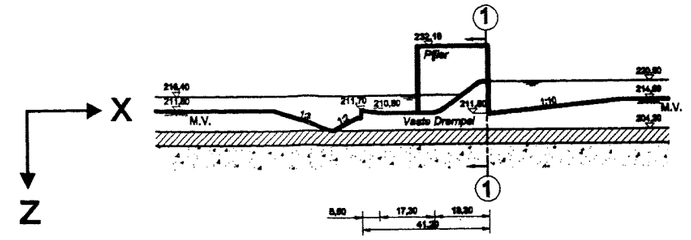


BIJLAGE V

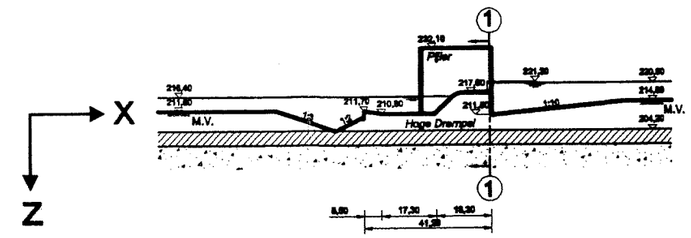
Ruimtelijk Functioneel Ontwerp USACE



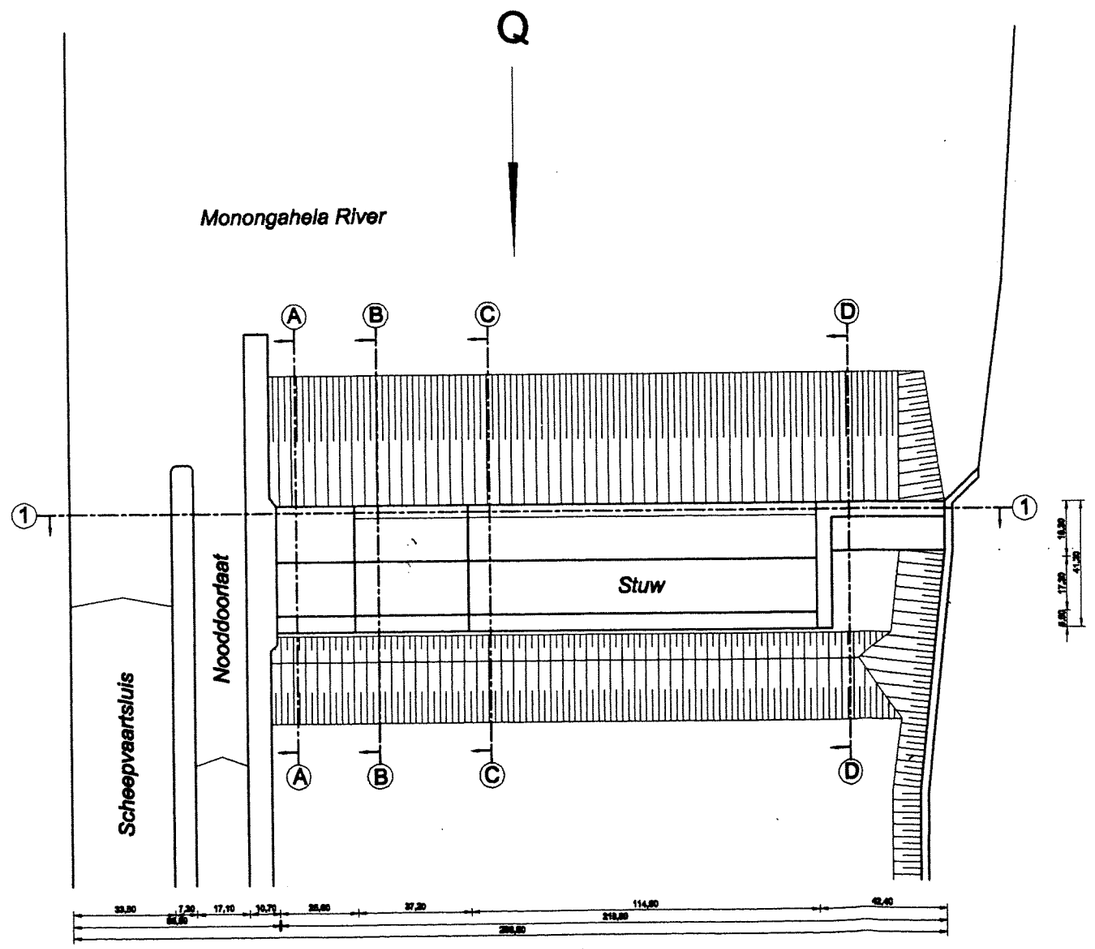
DOORSNEDE 1-1



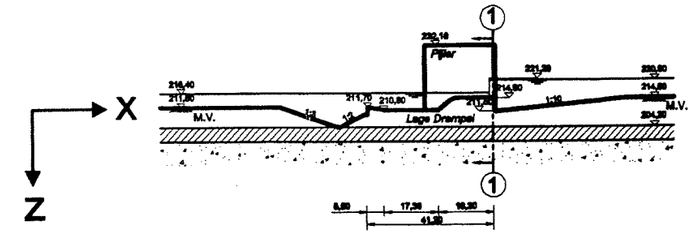
DOORSNEDE A-A



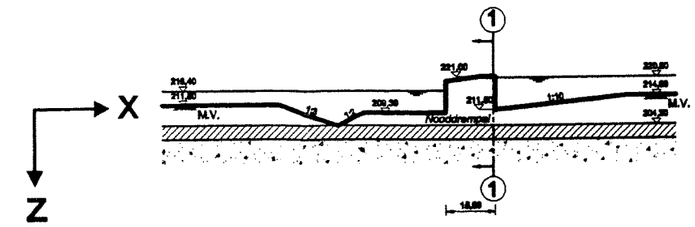
DOORSNEDE B-B



BOVENAANZICHT



DOORSNEDE C-C



DOORSNEDE D-D

LEGENDA

- bestaande constructie
- kleisteen
- zitsteen

maten in m.

peilmaten in m. ten opzichte van M.S.L.

Technische Universiteit Delft Delta Marine Consultants bv.	getekend: Paul Ravenstijn	gezien:	schaal: 1:2000

ONTWERP EN UITVOERING STUW TE BRADDOCK

RUIMTELIJK FUNCTIONEEL ONTWERP (HYDRAULISCHE VORMGEVING)

BIJLAGE VI

Standard Penetration Test [Grondmechanica Delft; 1991]

STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

De Standard Penetration Test wordt uitgevoerd met standaardapparatuur, die in veel landen gebruikt wordt, bestaande uit:

- een standaardmonsternemingbus, de zogenaamde "split-spoon sampler", met een lengte van circa 457 mm (18 inch), een uitwendige diameter van circa 51 mm (2 inch) en een inwendige diameter van 38 mm ($1^1/_2$ inch).
- verlengstangen, waaraan de bus wordt bevestigd, met aan de bovenzijde een versterkt deel, het aambeeld, voor het gelijkmatig opvangen van de klap.
- een valblok van 63,5 kg, dat op het aambeeld valt vanaf een hoogte van 762 mm (30 inch).
- een lier met touw voor het ophalen van het valblok.

De Standard Penetration Test wordt uitgevoerd op de bodem van het boorgat. Nadat de "split-spoon sampler" in het boorgat is neergelaten, wordt deze met behulp van het valgewicht in de bodem geslagen. Het aantal klappen, dat nodig is om 3 x 6 inch te penetreren, wordt geteld en genoteerd. De SPT-waarde (*N*) is het aantal slagen, dat nodig is om de laatste 12 inch (305 mm) van de "split-spoon sampler" in de grond te slaan.

De SPT is minder gestandaardiseerd dan de naam doet vermoeden. Niet gestandaardiseerd is de wijze van vallen van het valblok.

Bij de oude SPT, die in de USA nog veel wordt toegepast, wordt het valblok bij het vallen van het blok niet losgekoppeld van het hijstouw en de lier. Het zal duidelijk zijn, dat een groot deel van de valenergie wordt gebruikt voor het op snelheid brengen van touw en lier. Dit is methode (a).

Bij de moderne methode wordt het blok losgekoppeld van het ophaalmechanisme, zodra de afstand onderkant valblok-bovenkant aambeeld 760 mm bedraagt. Het blok valt dan vrij over deze hoogte. De volle valenergie wordt dus aangewend voor het inheien van de "split-spoon samples" in de grond. Dit is methode (b).

Methode (b) is door de International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering aanbevolen als referentieproef.

In Nederland is de SPT genormaliseerd in NEN 5107: 1991 *Geotechniek – Standaard Penetratieproef (SPT)*. Hierbij wordt eveneens uitgegaan van de vrije val.

Het verschil tussen de methoden (a) en (b) is aanzienlijk. Globaal geldt, dat:

$$E(a) = 0{,}5 \text{ à } 0{,}6\ E(b),$$

methode a → USA
methode b → ISSMFE

waarin *E* de energie is, die op het aambeeld wordt overgedragen.

Het is dus van groot belang bij de rapportering van de proef te vermelden volgens welke methode de SPT is uitgevoerd.

De SPT is al een oude proef en de meeste SPT's zijn uitgevoerd volgens methode (a). Het is dus niet verwonderlijk, dat empirische relaties tussen de SPT-waarde *N* en grondeigenschappen gebaseerd zijn op deze methode. In de USA wordt deze methode nog steeds als referentie gebruikt.

N-waarden, die met methode (b) zijn verkregen, worden als volgt gecorrigeerd:

$$N(a) = \frac{N(b) - \text{zonder valblok}}{0{,}6}$$

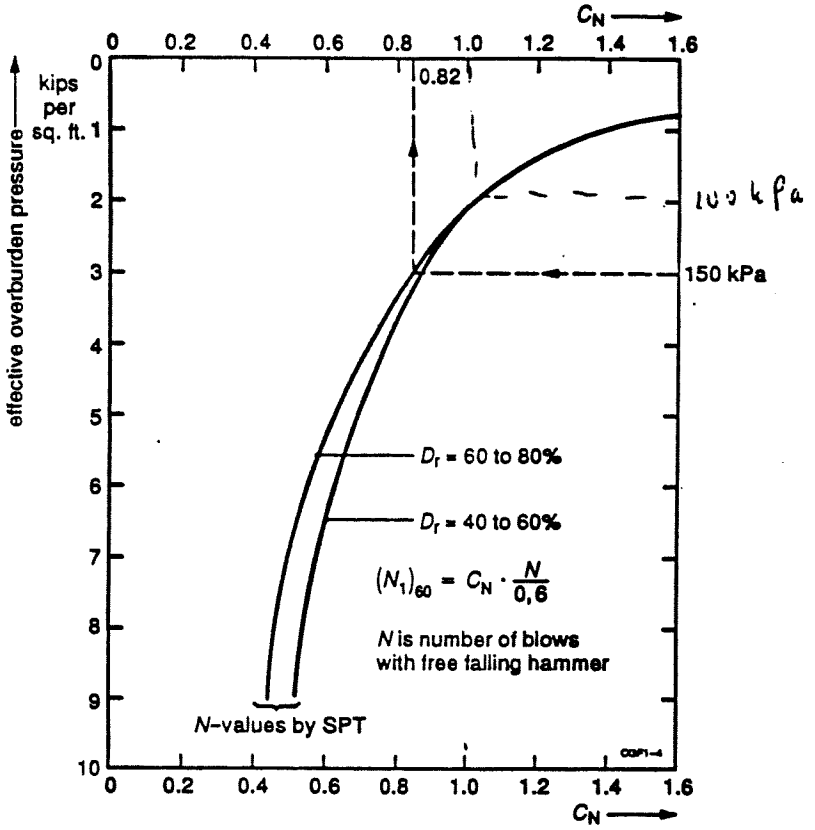
met valblok

correctie is dus niet nodig

De *N*-waarde wordt ook bepaald door de in de grond heersende spanningstoestand. Dit heeft bij zand een belangrijk effect, dat op de een of andere manier in rekening moet worden gebracht.

Afgesproken is het aantal slagen te normeren op een effectieve verticale spanning van 100 kPa. Bij zand met de grondwaterstand nabij maaiveld betekent dit, dat genormeerd wordt voor een diepte van 10 m.

Men gebruikt daarvoor de grafiek van figuur 19, waarin de conversiefactor C_N als functie van de effectieve verticale spanning is gegeven.



Figuur 19 Grafiek voor de bepaling van conversiefactor C_N voor het normeren van de SPT-waarde ten opzichte van een effectieve verticale spanning van 100 kPa

Is bijvoorbeeld de effectieve verticale spanning σ'_v = 150 kPa (dus bij een diepte van circa 15 m in zand onder water), dan wordt gevonden, dat C_N = 0,82.

Als de SPT is uitgevoerd volgens methode (b) en er is op die 15 m een SPT-waarde N(b) = 40 gemeten, dan wordt:

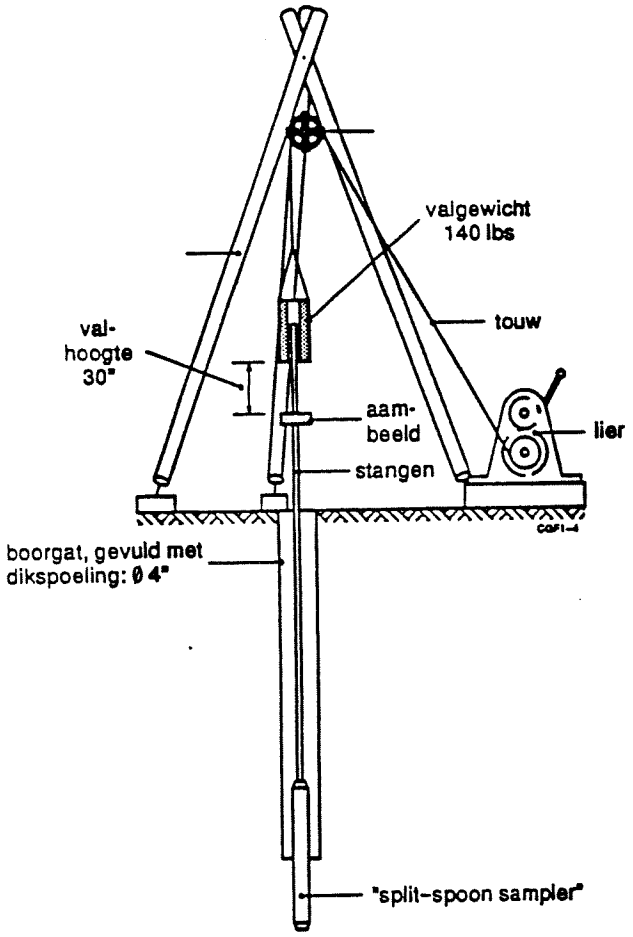
$$(N(a))_{60} = C_N \times \frac{40}{0,6}$$

ofwel:

$$(N(a))_{60} = 0,82 \times \frac{40}{0,6} = 55 \text{ slagen}$$

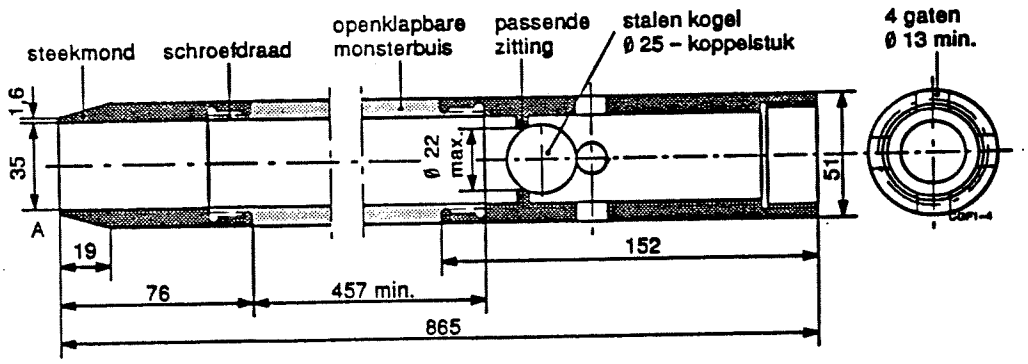
Dit is dus de waarde, die in empirische relaties dient te worden gebruikt.

In figuur 20 is de opsteling voor de SPT-proef volgens methode (a) geschetst.



Figuur 20 Opstelling voor de SPT-proef met touw en lier (methode (a))

Figuur 21 geeft de doorsnede over de "split-spoon sampler".



Figuur 21 Doorsnede over de "split-spoon sampler" voor de SPT

In de tabellen 3 en 4 zijn voorbeelden gegeven van empirische relaties.

Description	Very loose	Loose	Medium	Dense	Very dense
Relative density D_e	0 - 0.15	0.15 - 0.35	0.35 - 0.65	0.65 - 0.85	0.85 - 1.00
Standard penetration no. N	< 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	> 50
Approx. angle of internal friction ϕ^o	25° - 30°	27° - 32°	30° - 35°	35° - 40°	38° - 43°
Approx. range of moist unit weight, (γ) pcf (kN/m^3)	70 - 100 (11 - 16)	90 - 115 (14 - 18)	110 - 130 (17 - 20)	110 - 140 (17 - 22)	130 - 150 (20 - 23)

Tabel 3 Relaties tussen de N-waarde van de SPT-proef en D_r, ϕ' en γ voor zand

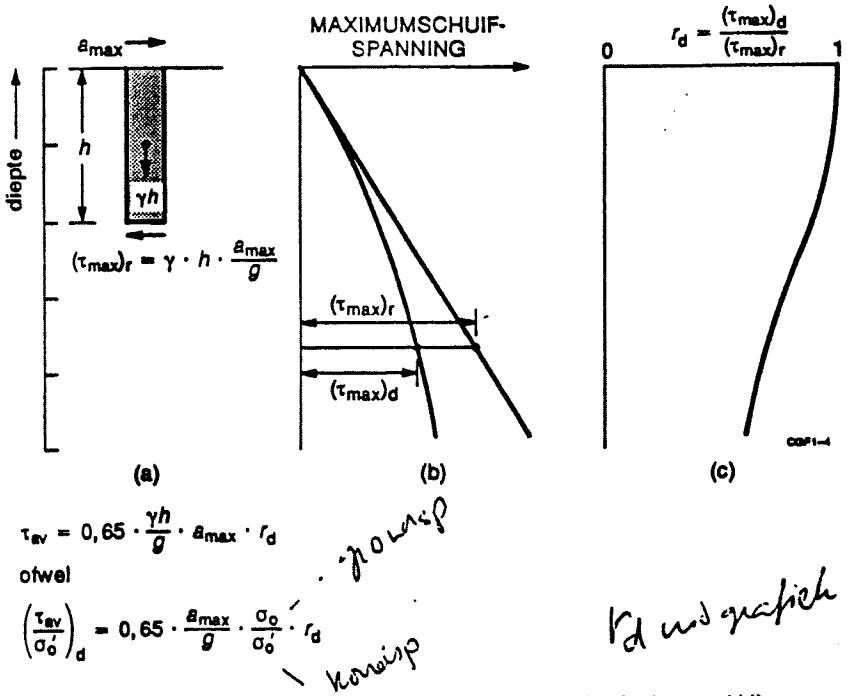
Consistency	Very soft	Soft	Medium	Stiff	Very stiff	Hard
f_{undr} (kPa)	0 - 12.5	12.5 - 25	25 - 50	50 - 100	100 - 200	> 200
N, standard penetration resistance	0	2	4	8	16	32
γ, pcf (kN/m^3)		100 - 120 (16 - 19)	110 - 130 (17 - 20)		120 - 140 (19 - 22)	

Tabel 4 Relaties tussen de N-waarde uit de SPT, q_u (draagkracht) en γ voor klei

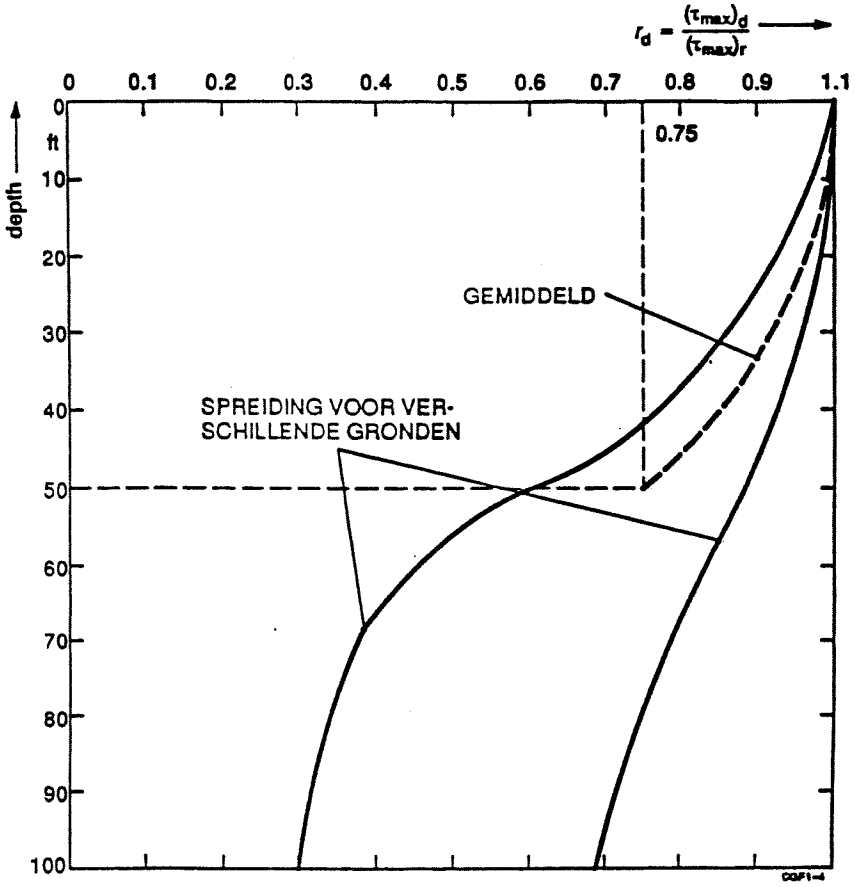
Het behoeft nauwelijks betoog, dat dit soort tabellen, die veelvuldig in de Amerikaanse literatuur worden gegeven, met de nodige voorzichtigheid moeten worden gehanteerd.

De resultaten van SPT's worden veel gebruikt voor de beoordeling van de gevoeligheid van met water verzadigde zanden voor verweking (liquefaction potential) onder invloed van de grondbewegingen bij aardbevingen.

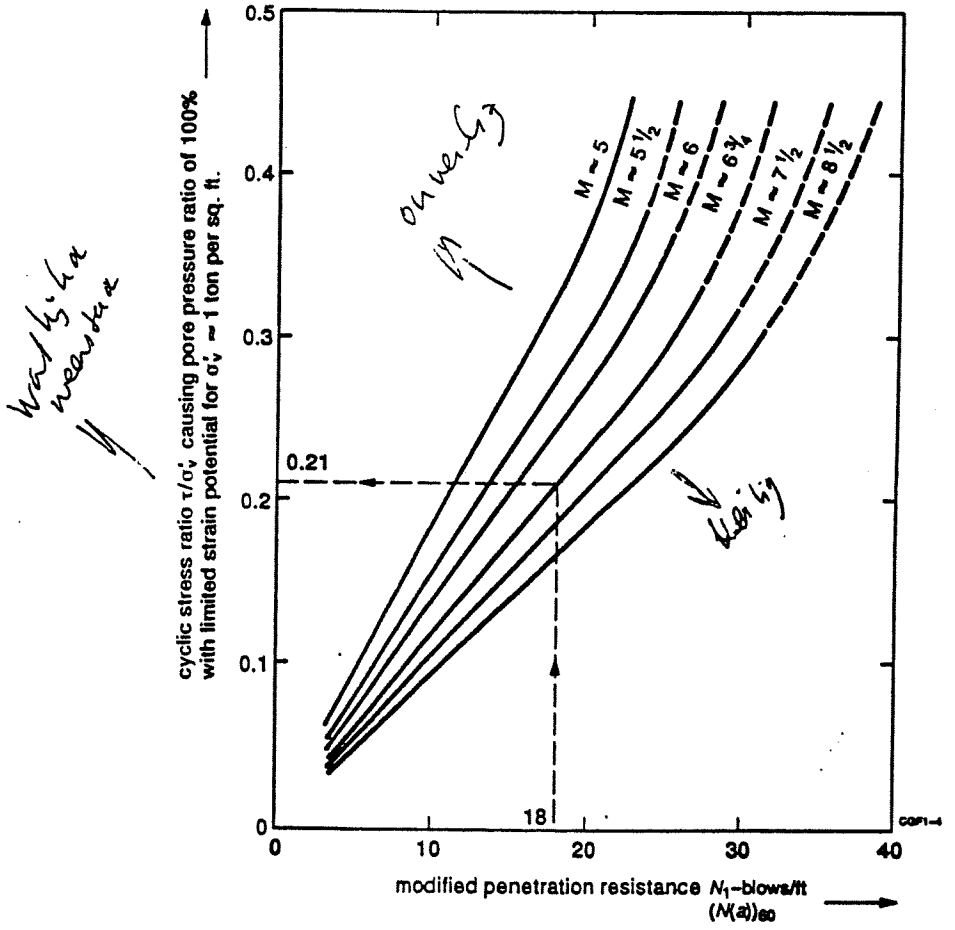
In de figuren 22 t/m 24 is dit schematisch weergegeven. Tijdens de les zal de nodige toelichting worden gegeven.



Figuur 22 Werkwijze voor de bepaling van de schuifspanning in de grond bij een aardbeving



Figuur 23 Bepaling van de reductiefactor r_d van figuur 22



Figuur 24 Lijnen voor de evaluatie van de verwekingsgevoeligheid van verzadigde zanden bij aardbevingen met verschillende magnitudes (M) volgens Richter

Het voorbeeld in figuur 24 geeft aan, dat in een verzadigde zandlaag met $(N(a))_{60}$ = 18 bij een aardbeving met magnitude $M = 6^3/_4$ (volgens Schaal van Richter) geen verweking zal optreden, als $\tau_{av}/\sigma_v' < 0{,}21$.

BIJLAGE VII

Rotsclassificatie [Hoek; 2000]

3

Rock mass classification

3.1 Introduction

During the feasibility and preliminary design stages of a project, when very little detailed information on the rock mass and its stress and hydrologic characteristics is available, the use of a rock mass classification scheme can be of considerable benefit. At its simplest, this may involve using the classification scheme as a check-list to ensure that all relevant information has been considered. At the other end of the spectrum, one or more rock mass classification schemes can be used to build up a picture of the composition and characteristics of a rock mass to provide initial estimates of support requirements, and to provide estimates of the strength and deformation properties of the rock mass.

It is important to understand that the use of a rock mass classification scheme does not (and cannot) replace some of the more elaborate design procedures. However, the use of these design procedures requires access to relatively detailed information on in situ stresses, rock mass properties and planned excavation sequence, none of which may be available at an early stage in the project. As this information becomes available, the use of the rock mass classification schemes should be updated and used in conjunction with site specific analyses.

3.2 Engineering rock mass classification

Rock mass classification schemes have been developing for over 100 years since Ritter (1879) attempted to formalise an empirical approach to tunnel design, in particular for determining support requirements. While the classification schemes are appropriate for their original application, especially if used within the bounds of the case histories from which they were developed, considerable caution must be exercised in applying rock mass classifications to other rock engineering problems.

Summaries of some important classification systems are presented in this chapter, and although every attempt has been made to present all of the pertinent data from the original texts, there are numerous notes and comments which cannot be included. The interested reader should make every effort to read the cited references for a full appreciation of the use, applicability and limitations of each system.

Most of the multi-parameter classification schemes (Wickham et al (1972) Bieniawski (1973, 1989) and Barton et al (1974)) were developed from civil engineering case histories in which all of the components of the engineering geological character of the rock mass were included. In underground hard rock mining, however, especially at deep

levels, rock mass weathering and the influence of water usually are not significant and may be ignored. Different classification systems place different emphases on the various parameters, and it is recommended that at least two methods be used at any site during the early stages of a project.

3.2.1 Terzaghi's rock mass classification

The earliest reference to the use of rock mass classification for the design of tunnel support is in a paper by Terzaghi (1946) in which the rock loads, carried by steel sets, are estimated on the basis of a descriptive classification. While no useful purpose would be served by including details of Terzaghi's classification in this discussion on the design of support, it is interesting to examine the rock mass descriptions included in his original paper, because he draws attention to those characteristics that dominate rock mass behaviour, particularly in situations where gravity constitutes the dominant driving force. The clear and concise definitions and the practical comments included in these descriptions are good examples of the type of engineering geology information, which is most useful for engineering design.

Terzaghi's descriptions (quoted directly from his paper) are:

- *Intact* rock contains neither joints nor hair cracks. Hence, if it breaks, it breaks across sound rock. On account of the injury to the rock due to blasting, spalls may drop off the roof several hours or days after blasting. This is known as a *spalling* condition. Hard, intact rock may also be encountered in the *popping* condition involving the spontaneous and violent detachment of rock slabs from the sides or roof.
- *Stratified* rock consists of individual strata with little or no resistance against separation along the boundaries between the strata. The strata may or may not be weakened by transverse joints. In such rock the spalling condition is quite common.
- *Moderately jointed* rock contains joints and hair cracks, but the blocks between joints are locally grown together or so intimately interlocked that vertical walls do not require lateral support. In rocks of this type, both spalling and popping conditions may be encountered.
- *Blocky and seamy* rock consists of chemically intact or almost intact rock fragments which are entirely separated from each other and imperfectly interlocked. In such rock, vertical walls may require lateral support.
- *Crushed* but chemically intact rock has the character of crusher run. If most or all of the fragments are as small as fine sand grains and no recementation has taken place, crushed rock below the water table exhibits the properties of a water-bearing sand.
- *Squeezing* rock slowly advances into the tunnel without perceptible volume increase. A prerequisite for squeeze is a high percentage of microscopic and sub-microscopic particles of micaceous minerals or clay minerals with a low swelling capacity.
- *Swelling* rock advances into the tunnel chiefly on account of expansion. The capacity to swell seems to be limited to those rocks that contain clay minerals such as montmorillonite, with a high swelling capacity.

3.2.2 Classifications involving stand-up time

Lauffer (1958) proposed that the stand-up time for an unsupported span is related to the quality of the rock mass in which the span is excavated. In a tunnel, the unsupported span is defined as the span of the tunnel or the distance between the face and the nearest support, if this is greater than the tunnel span. Lauffer's original classification has since been modified by a number of authors, notably Pacher et al (1974), and now forms part of the general tunnelling approach known as the New Austrian Tunnelling Method.

The significance of the stand-up time concept is that an increase in the span of the tunnel leads to a significant reduction in the time available for the installation of support. For example, a small pilot tunnel may be successfully constructed with minimal support, while a larger span tunnel in the same rock mass may not be stable without the immediate installation of substantial support.

The New Austrian Tunnelling Method includes a number of techniques for safe tunnelling in rock conditions in which the stand-up time is limited before failure occurs. These techniques include the use of smaller headings and benching or the use of multiple drifts to form a reinforced ring inside which the bulk of the tunnel can be excavated. These techniques are applicable in soft rocks such as shales, phyllites and mudstones in which the squeezing and swelling problems, described by Terzaghi (see previous section), are likely to occur. The techniques are also applicable when tunnelling in excessively broken rock, but great care should be taken in attempting to apply these techniques to excavations in hard rocks in which different failure mechanisms occur.

In designing support for hard rock excavations it is prudent to assume that the stability of the rock mass surrounding the excavation is not time-dependent. Hence, if a structurally defined wedge is exposed in the roof of an excavation, it will fall as soon as the rock supporting it is removed. This can occur at the time of the blast or during the subsequent scaling operation. If it is required to keep such a wedge in place, or to enhance the margin of safety, it is essential that the support be installed as early as possible, preferably before the rock supporting the full wedge is removed. On the other hand, in a highly stressed rock, failure will generally be induced by some change in the stress field surrounding the excavation. The failure may occur gradually and manifest itself as spalling or slabbing or it may occur suddenly in the form of a rock burst. In either case, the support design must take into account the change in the stress field rather than the 'stand-up' time of the excavation.

3.2.3 Rock quality designation index (RQD)

The Rock Quality Designation index (*RQD*) was developed by Deere (Deere et al 1967) to provide a quantitative estimate of rock mass quality from drill core logs. *RQD* is defined as the percentage of intact core pieces longer than 100 mm (4 inches) in the total length of core. The core should be at least NW size (54.7 mm or 2.15 inches in diameter) and should be drilled with a double-tube core barrel. The correct procedures for measurement of the length of core pieces and the calculation of *RQD* are summarised in Figure 4.1.

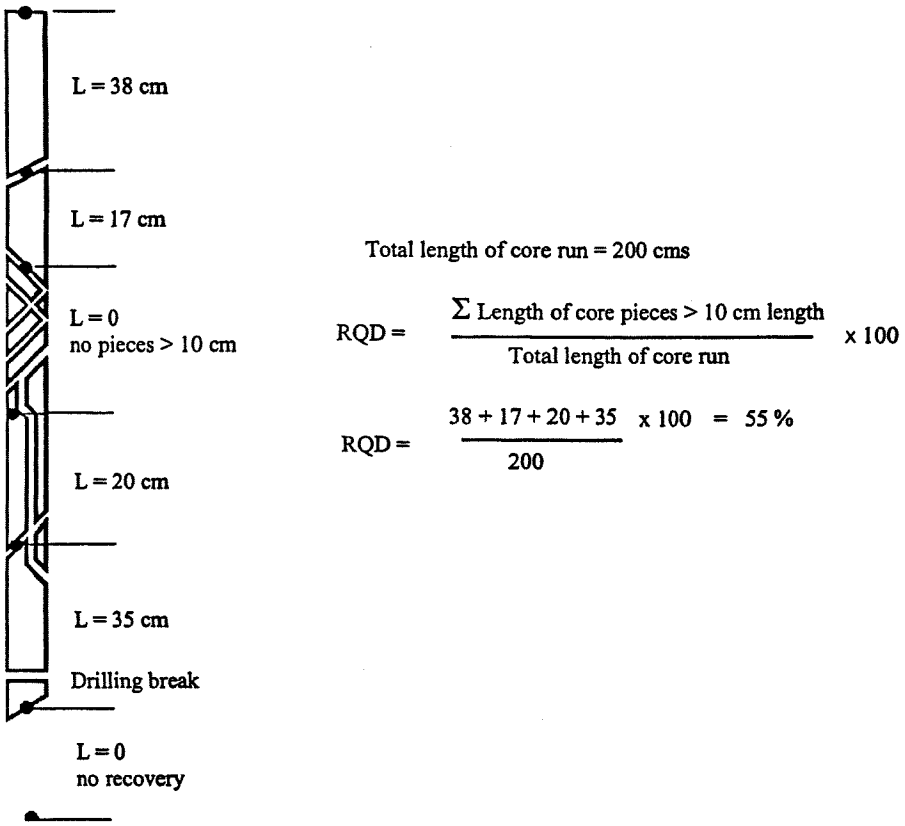


Figure 4.1: Procedure for measurement and calculation of *RQD* (After Deere, 1989).

Palmström (1982) suggested that, when no core is available but discontinuity traces are visible in surface exposures or exploration adits, the *RQD* may be estimated from the number of discontinuities per unit volume. The suggested relationship for clay-free rock masses is:

$$RQD = 115 - 3.3\, J_v \qquad (4.1)$$

where J_v is the sum of the number of joints per unit length for all joint (discontinuity) sets known as the volumetric joint count.

RQD is a directionally dependent parameter and its value may change significantly, depending upon the borehole orientation. The use of the volumetric joint count can be quite useful in reducing this directional dependence.

RQD is intended to represent the rock mass quality in situ. When using diamond drill core, care must be taken to ensure that fractures, which have been caused by handling or the drilling process, are identified and ignored when determining the value of *RQD*. When using Palmström's relationship for exposure mapping, blast induced fractures should not be included when estimating J_v.

Deere's *RQD* has been widely used, particularly in North America, for the past 25 years. Cording and Deere (1972), Merritt (1972) and Deere and Deere (1988) have attempted to relate *RQD* to Terzaghi's rock load factors and to rockbolt requirements in

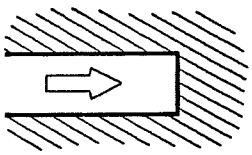
tunnels. In the context of this discussion, the most important use of *RQD* is as a component of the *RMR* and *Q* rock mass classifications covered later in this chapter.

3.2.4 Rock Structure Rating (RSR)

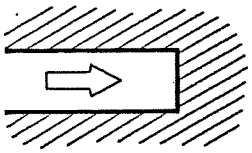
Wickham et al (1972) described a quantitative method for describing the quality of a rock mass and for selecting appropriate support on the basis of their Rock Structure Rating (*RSR*) classification. Most of the case histories, used in the development of this system, were for relatively small tunnels supported by means of steel sets, although historically this system was the first to make reference to shotcrete support. In spite of this limitation, it is worth examining the *RSR* system in some detail since it demonstrates the logic involved in developing a quasi-quantitative rock mass classification system.

The significance of the *RSR* system, in the context of this discussion, is that it introduced the concept of rating each of the components listed below to arrive at a numerical value of $RSR = A + B + C$.

1. *Parameter A, Geology:* General appraisal of geological structure on the basis of:
   a. Rock type origin (igneous, metamorphic, sedimentary).
   b. Rock hardness (hard, medium, soft, decomposed).
   c. Geologic structure (massive, slightly faulted/folded, moderately faulted/folded, intensely faulted/folded).
2. *Parameter B, Geometry*: Effect of discontinuity pattern with respect to the direction of the tunnel drive on the basis of:
   a. Joint spacing.
   b. Joint orientation (strike and dip).
   c. Direction of tunnel drive.
3. *Parameter C*: Effect of groundwater inflow and joint condition on the basis of:
   a. Overall rock mass quality on the basis of A and B combined.
   b. Joint condition (good, fair, poor).
   c. Amount of water inflow (in gallons per minute per 1000 feet of tunnel).



Drive with dip



Drive against dip

Note that the *RSR* classification used Imperial units and that these units have been retained in this discussion.

Three tables from Wickham et al's 1972 paper are reproduced in Tables 4.1, 4.2 and 4.3. These tables can be used to evaluate the rating of each of these parameters to arrive at the *RSR* value (maximum $RSR = 100$).

For example, a hard metamorphic rock which is slightly folded or faulted has a rating of $A = 22$ (from Table 4.1). The rock mass is moderately jointed, with joints striking perpendicular to the tunnel axis which is being driven east-west, and dipping at between 20° and 50°. Table 4.2 gives the rating for $B = 24$ for driving with dip (defined in the margin sketch).

The value of $A + B = 46$ and this means that, for joints of fair condition (slightly weathered and altered) and a moderate water inflow of between 200 and 1,000 gallons per minute, Table 4.3 gives the rating for $C = 16$. Hence, the final value of the rock structure rating $RSR = A + B + C = 62$.

A typical set of prediction curves for a 24 foot diameter tunnel are given in Figure 4.2 which shows that, for the *RSR* value of 62 derived above, the predicted support would be 2 inches of shotcrete and 1 inch diameter rockbolts spaced at 5 foot centres. As indicated in the figure, steel sets would be spaced at more than 7 feet apart and would not be considered a practical solution for the support of this tunnel.

For the same size tunnel in a rock mass with $RSR = 30$, the support could be provided by 8 WF 31 steel sets (8 inch deep wide flange I section weighing 31 lb per foot) spaced 3 feet apart, or by 5 inches of shotcrete and 1 inch diameter rockbolts spaced at 2.5 feet centres. In this case it is probable that the steel set solution would be cheaper and more effective than the use of rockbolts and shotcrete.

Although the *RSR* classification system is not widely used today, Wickham et al's work played a significant role in the development of the classification schemes discussed in the remaining sections of this chapter.

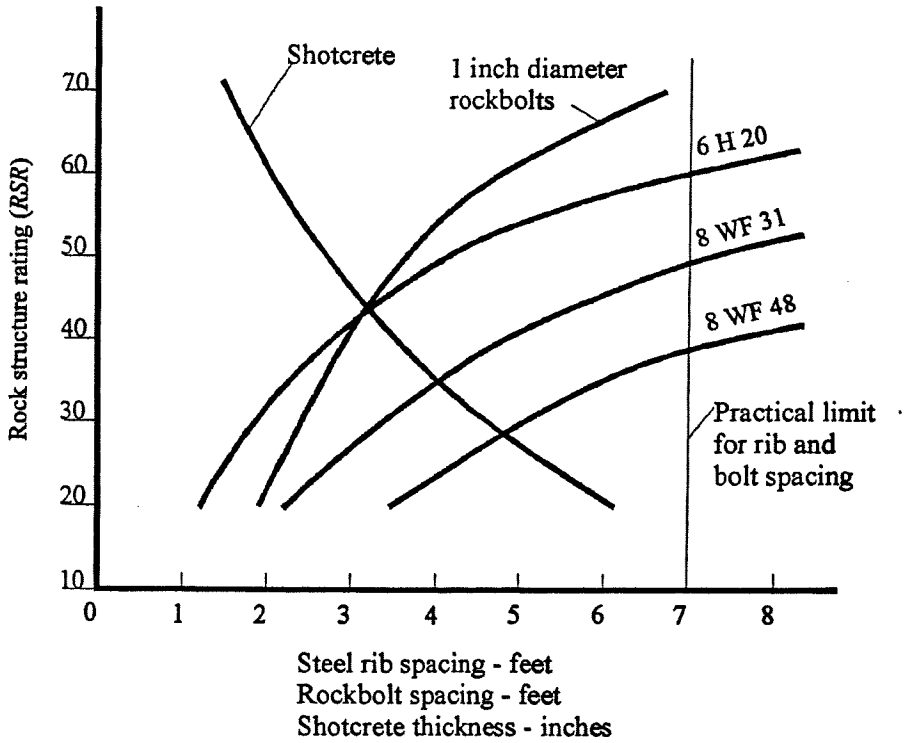


Figure 4.2: *RSR* support estimates for a 24 ft. (7.3 m) diameter circular tunnel. Note that rockbolts and shotcrete are generally used together. (After Wickham et al 1972).

Table 4.1: Rock Structure Rating: Parameter *A*: General area geology

	Basic Rock Type				Geological Structure			
	Hard	Medium	Soft	Decomposed				
Igneous	1	2	3	4		Slightly	Moderately	Intensively
Metamorphic	1	2	3	4		Folded or	Folded or	Folded or
Sedimentary	2	3	4	4	Massive	Faulted	Faulted	Faulted
Type 1					30	22	15	9
Type 2					27	20	13	8
Type 3					24	18	12	7
Type 4					19	15	10	6

Table 4.2: Rock Structure Rating: Parameter *B*: Joint pattern, direction of drive

	Strike ⊥ to Axis					Strike || to Axis		
	Direction of Drive					Direction of Drive		
	Both	With Dip		Against Dip		Either direction		
	Dip of Prominent Joints [a]					Dip of Prominent Joints		
Average joint spacing	Flat	Dipping	Vertical	Dipping	Vertical	Flat	Dipping	Vertical
1. Very closely jointed, < 2 in	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Closely jointed, 2-6 in	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Moderately jointed, 6-12 in	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Moderate to blocky, 1-2 ft	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Blocky to massive, 2-4 ft	36	38	40	33	35	36	24	28
6. Massive, > 4 ft	40	43	45	37	40	40	38	34

Table 4.3: Rock Structure Rating: Parameter *C*: Groundwater, joint condition

	Sum of Parameters *A* + *B*					
	13 - 44			45 - 75		
Anticipated water inflow	Joint Condition [b]					
gpm/1000 ft of tunnel	Good	Fair	Poor	Good	Fair	Poor
None	22	18	12	25	22	18
Slight, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderate, 200-1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Heavy, > 1000 gp	10	8	6	18	14	10

[a] Dip: flat: 0-20°; dipping: 20-50°; and vertical: 50-90°

[b] Joint condition: good = tight or cemented; fair = slightly weathered or altered; poor = severely weathered, altered or open

3.3 Geomechanics Classification

Bieniawski (1976) published the details of a rock mass classification called the Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (*RMR*) system. Over the years, this system has been successively refined as more case records have been examined and the reader should be aware that Bieniawski has made significant changes in the ratings assigned to different parameters. The discussion which follows is based upon the 1989 version of the classification (Bieniawski, 1989). Both this version and the 1976 version will be used in Chapter 8 which deals with estimating the strength of rock masses. The following six parameters are used to classify a rock mass using the *RMR* system:

1. Uniaxial compressive strength of rock material.
2. Rock Quality Designation (*RQD*).
3. Spacing of discontinuities.
4. Condition of discontinuities.
5. Groundwater conditions.
6. Orientation of discontinuities.

In applying this classification system, the rock mass is divided into a number of structural regions and each region is classified separately. The boundaries of the structural regions usually coincide with a major structural feature such as a fault or with a change in rock type. In some cases, significant changes in discontinuity spacing or characteristics, within the same rock type, may necessitate the division of the rock mass into a number of small structural regions.

The Rock Mass Rating system is presented in Table 4.4, giving the ratings for each of the six parameters listed above. These ratings are summed to give a value of *RMR*. The following example illustrates the use of these tables to arrive at an *RMR* value.

A tunnel is to be driven through a slightly weathered granite with a dominant joint set dipping at 60° against the direction of the drive. Index testing and logging of diamond drilled core give typical Point-load strength index values of 8 MPa and average *RQD* values of 70%. The slightly rough and slightly weathered joints with a separation of < 1 mm, are spaced at 300 mm. Tunnelling conditions are anticipated to be wet.

The *RMR* value is determined as follows :

Table	*Item*	*Value*	*Rating*
4.4: A.1	Point load index	8 MPa	12
4.4: A.2	*RQD*	70%	13
4.4: A.3	Spacing of discontinuities	300 mm	10
4.4: E.4	Condition of discontinuities	Note 1	22
4.4: A.5	Groundwater	Wet	7
4.4: B	Adjustment for joint orientation	Note 2	-5
		Total	59

Note 1. For slightly rough and altered discontinuity surfaces with a separation of < 1 mm, Table 4.4.A.4 gives a rating of 25. When more detailed information is available, Table 4.4.E can be used to obtain a more refined rating. Hence, in this case, the rating is the sum of: 4 (1-3 m discontinuity length), 4 (separation 0.1-1.0 mm), 3 (slightly rough), 6 (no infilling) and 5 (slightly weathered) = 22.

Note 2. Table 4.4.F gives a description of 'Fair' for the conditions assumed where the tunnel is to be driven against the dip of a set of joints dipping at 60°. Using this description for 'Tunnels and Mines' in Table 4.4.B gives an adjustment rating of -5.

Bieniawski (1989) published a set of guidelines for the selection of support in tunnels in rock for which the value of *RMR* has been determined. These guidelines are reproduced in Table 4.5. Note that these guidelines have been published for a 10 m span horseshoe shaped tunnel, constructed using drill and blast methods, in a rock mass subjected to a vertical stress < 25 MPa (equivalent to a depth below surface of <900 m).

For the case considered earlier, with *RMR* = 59, Table 4.5 suggests that a tunnel could be excavated by top heading and bench, with a 1.5 to 3 m advance in the top heading. Support should be installed after each blast and the support should be placed at a maximum distance of 10 m from the face. Systematic rock bolting, using 4 m long 20 mm diameter fully grouted bolts spaced at 1.5 to 2 m in the crown and walls, is recommended. Wire mesh, with 50 to 100 mm of shotcrete for the crown and 30 mm of shotcrete for the walls, is recommended.

The value of *RMR* of 59 indicates that the rock mass is on the boundary between the 'Fair rock' and 'Good rock' categories. In the initial stages of design and construction, it is advisable to utilise the support suggested for fair rock. If the construction is progressing well with no stability problems, and the support is performing very well, then it should be possible to gradually reduce the support requirements to those indicated for a good rock mass. In addition, if the excavation is required to be stable for a short amount of time, then it is advisable to try the less expensive and extensive support suggested for good rock. However, if the rock mass surrounding the excavation is expected to undergo large mining induced stress changes, then more substantial support appropriate for fair rock should be installed. This example indicates that a great deal of judgement is needed in the application of rock mass classification to support design.

It should be noted that Table 4.5 has not had a major revision since 1973. In many mining and civil engineering applications, steel fibre reinforced shotcrete may be considered in place of wire mesh and shotcrete.

3.4 Modifications to *RMR* for mining

Bieniawski's Rock Mass Rating (*RMR*) system was originally based upon case histories drawn from civil engineering. Consequently, the mining industry tended to regard the classification as somewhat conservative and several modifications have been proposed in order to make the classification more relevant to mining applications. A comprehensive summary of these modifications was compiled by Bieniawski (1989).

Laubscher (1977, 1984), Laubscher and Taylor (1976) and Laubscher and Page (1990) have described a Modified Rock Mass Rating system for mining. This *MRMR* system takes the basic *RMR* value, as defined by Bieniawski, and adjusts it to account for in situ and induced stresses, stress changes and the effects of blasting and weathering. A set of support recommendations is associated with the resulting *MRMR* value. In using Laubscher's *MRMR* system it should be borne in mind that many of the case histories upon which it is based are derived from caving operations. Originally, block caving in asbestos mines in Africa formed the basis for the modifications but, subsequently, other case histories from around the world have been added to the database.

Table 4.4: Rock Mass Rating System (After Bieniawski 1989).

A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality *RQD*		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of discontinuities (See E)		Very rough surfaces Not continuous No separation Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation > 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		

B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)						
Strike and dip orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable
Ratings	Tunnels & mines	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	

C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS						
Rating		100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Class number		I	II	III	IV	V
Description		Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock

D. MEANING OF ROCK CLASSES						
Class number		I	II	III	IV	V
Average stand-up time		20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span
Cohesion of rock mass (kPa)		> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Friction angle of rock mass (deg)		> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions					
Discontinuity length (persistence)	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m
Rating	6	4	2	1	0
Separation (aperture)	None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm
Rating	6	5	4	1	0
Roughness	Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided
Rating	6	5	3	1	0
Infilling (gouge)	None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm
Rating	6	4	2	2	0
Weathering	Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed
Ratings	6	5	3	1	0

F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**			
Strike perpendicular to tunnel axis		Strike parallel to tunnel axis	
Drive with dip - Dip 45 - 90°	Drive with dip - Dip 20 - 45°	Dip 45 - 90°	Dip 20 - 45°
Very favourable	Favourable	Very unfavourable	Fair
Drive against dip - Dip 45-90°	Drive against dip - Dip 20-45°	Dip 0-20 - Irrespective of strike*	
Fair	Unfavourable	Fair	

* Some conditions are mutually exclusive . For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Table 4.5: Guidelines for excavation and support of 10 m span rock tunnels in accordance with the *RMR* system (After Bieniawski 1989).

Rock mass class	Excavation	Rock bolts (20 mm diameter, fully grouted)	Shotcrete	Steel sets
I - Very good rock *RMR*: 81-100	Full face, 3 m advance.	Generally no support required except spot bolting.		
II - Good rock *RMR*: 61-80	Full face , 1-1.5 m advance. Complete support 20 m from face.	Locally, bolts in crown 3 m long, spaced 2.5 m with occasional wire mesh.	50 mm in crown where required.	None.
III - Fair rock *RMR*: 41-60	Top heading and bench 1.5-3 m advance in top heading. Commence support after each blast. Complete support 10 m from face.	Systematic bolts 4 m long, spaced 1.5 - 2 m in crown and walls with wire mesh in crown.	50-100 mm in crown and 30 mm in sides.	None.
IV - Poor rock *RMR*: 21-40	Top heading and bench 1.0-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation, 10 m from face.	Systematic bolts 4-5 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh.	100-150 mm in crown and 100 mm in sides.	Light to medium ribs spaced 1.5 m where required.
V – Very poor rock *RMR*: < 20	Multiple drifts 0.5-1.5 m advance in top heading. Install support concurrently with excavation. Shotcrete as soon as possible after blasting.	Systematic bolts 5-6 m long, spaced 1-1.5 m in crown and walls with wire mesh. Bolt invert.	150-200 mm in crown, 150 mm in sides, and 50 mm on face.	Medium to heavy ribs spaced 0.75 m with steel lagging and forepoling if required. Close invert.

Cummings et al (1982) and Kendorski et al (1983) have also modified Bieniawski's *RMR* classification to produce the *MBR* (modified basic *RMR*) system for mining. This system was developed for block caving operations in the USA. It involves the use of different ratings for the original parameters used to determine the value of *RMR* and the subsequent adjustment of the resulting *MBR* value to allow for blast damage, induced stresses, structural features, distance from the cave front and size of the caving block. Support recommendations are presented for isolated or development drifts as well as for the final support of intersections and drifts.

3.5 Rock Tunnelling Quality Index, *Q*

On the basis of an evaluation of a large number of case histories of underground excavations, Barton et al (1974) of the Norwegian Geotechnical Institute proposed a Tunnelling Quality Index (Q) for the determination of rock mass characteristics and tunnel support requirements. The numerical value of the index Q varies on a logarithmic scale from 0.001 to a maximum of 1,000 and is defined by:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \tag{4.2}$$

where

RQD	is the Rock Quality Designation
J_n	is the joint set number
J_r	is the joint roughness number
J_a	is the joint alteration number
J_w	is the joint water reduction factor
SRF	is the stress reduction factor

In explaining the meaning of the parameters used to determine the value of Q, Barton et al (1974) offer the following comments:

> The first quotient (RQD/J_n), representing the structure of the rock mass, is a crude measure of the block or particle size, with the two extreme values (100/0.5 and 10/20) differing by a factor of 400. If the quotient is interpreted in units of centimetres, the extreme 'particle sizes' of 200 to 0.5 cm are seen to be crude but fairly realistic approximations. Probably the largest blocks should be several times this size and the smallest fragments less than half the size. (Clay particles are of course excluded).
>
> The second quotient (J_r/J_a) represents the roughness and frictional characteristics of the joint walls or filling materials. This quotient is weighted in favour of rough, unaltered joints in direct contact. It is to be expected that such surfaces will be close to peak strength, that they will dilate strongly when sheared, and they will therefore be especially favourable to tunnel stability.
>
> When rock joints have thin clay mineral coatings and fillings, the strength is reduced significantly. Nevertheless, rock wall contact after small shear displacements have occurred may be a very important factor for preserving the excavation from ultimate failure.
>
> Where no rock wall contact exists, the conditions are extremely unfavourable to tunnel stability. The 'friction angles' (given in Table 4.6) are a little below the residual strength values for most clays, and are possibly down-graded by the fact that these clay bands or fillings may tend to consolidate during shear, at least if normal consolidation or if softening and swelling has occurred. The swelling pressure of montmorillonite may also be a factor here.
>
> The third quotient (J_w/SRF) consists of two stress parameters. SRF is a measure of: 1) loosening load in the case of an excavation through shear zones and clay bearing rock, 2) rock stress in competent rock, and 3) squeezing loads in plastic

incompetent rocks. It can be regarded as a total stress parameter. The parameter J_w is a measure of water pressure, which has an adverse effect on the shear strength of joints due to a reduction in effective normal stress. Water may, in addition, cause softening and possible out-wash in the case of clay-filled joints. It has proved impossible to combine these two parameters in terms of inter-block effective stress, because paradoxically a high value of effective normal stress may sometimes signify less stable conditions than a low value, despite the higher shear strength. The quotient (J_w/SRF) is a complicated empirical factor describing the 'active stress'.

It appears that the rock tunnelling quality Q can now be considered to be a function of only three parameters which are crude measures of:

1. Block size	(RQD/J_n)
2. Inter-block shear strength	(J_r/J_a)
3. Active stress	(J_w/SRF)

Undoubtedly, there are several other parameters which could be added to improve the accuracy of the classification system. One of these would be the joint orientation. Although many case records include the necessary information on structural orientation in relation to excavation axis, it was not found to be the important general parameter that might be expected. Part of the reason for this may be that the orientations of many types of excavations can be, and normally are, adjusted to avoid the maximum effect of unfavourably oriented major joints. However, this choice is not available in the case of tunnels, and more than half the case records were in this category. The parameters J_n, J_r and J_a appear to play a more important role than orientation, because the number of joint sets determines the degree of freedom for block movement (if any), and the frictional and dilational characteristics can vary more than the down-dip gravitational component of unfavourably oriented joints. If joint orientations had been included the classification would have been less general, and its essential simplicity lost.

Table 4.6 gives the classification of individual parameters used to obtain the Tunnelling Quality Index Q for a rock mass. The use of this table is illustrated in the following example.

A 15 m span crusher chamber for an underground mine is to be excavated in a norite at a depth of 2,100 m below surface. The rock mass contains two sets of joints controlling stability. These joints are undulating, rough and unweathered with very minor surface staining. *RQD* values range from 85% to 95% and laboratory tests on core samples of intact rock give an average uniaxial compressive strength of 170 MPa. The principal stress directions are approximately vertical and horizontal and the magnitude of the horizontal principal stress is approximately 1.5 times that of the vertical principal stress. The rock mass is locally damp but there is no evidence of flowing water.

The numerical value of *RQD* is used directly in the calculation of Q and, for this rock mass, an average value of 90 will be used. Table 4.6.2 shows that, for two joint sets, the joint set number, $J_n = 4$. For rough or irregular joints which are undulating, Table 4.6.3

gives a joint roughness number of $J_r = 3$. Table 4.6.4 gives the joint alteration number, $J_a = 1.0$, for unaltered joint walls with surface staining only. Table 4.6.5 shows that, for an excavation with minor inflow, the joint water reduction factor, $J_w = 1.0$. For a depth below surface of 2,100 m the overburden stress will be approximately 57 MPa and, in this case, the major principal stress $\sigma_1 = 85$ MPa. Since the uniaxial compressive strength of the norite is approximately 170 MPa, this gives a ratio of $\sigma_c / \sigma_1 = 2$. Table 4.6.6 shows that, for competent rock with rock stress problems, this value of σ_c / σ_1 can be expected to produce heavy rock burst conditions and that the value of *SRF* should lie between 10 and 20. A value of $SRF = 15$ will be assumed for this calculation. Using these values gives:

$$Q = \frac{90}{4} \times \frac{3}{1} \times \frac{1}{15} = 4.5$$

In relating the value of the index Q to the stability and support requirements of underground excavations, Barton et al (1974) defined an additional parameter which they called the *Equivalent Dimension*, D_e, of the excavation. This dimension is obtained by dividing the span, diameter or wall height of the excavation by a quantity called the *Excavation Support Ratio*, *ESR*. Hence:

$$D_e = \frac{\text{Excavation span, diameter or height (m)}}{\text{Excavation Support Ratio } ESR}$$

The value of *ESR* is related to the intended use of the excavation and to the degree of security which is demanded of the support system installed to maintain the stability of the excavation. Barton et al (1974) suggest the following values:

Excavation category		*ESR*
A	Temporary mine openings.	3-5
B	Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations.	1.6
C	Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels.	1.3
D	Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portal intersections.	1.0
E	Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories.	0.8

The crusher station discussed above falls into the category of permanent mine openings and is assigned an excavation support ratio $ESR = 1.6$. Hence, for an excavation span of 15 m, the equivalent dimension, $D_e = 15/1.6 = 9.4$.

The equivalent dimension, *De*, plotted against the value of Q, is used to define a number of support categories in a chart published in the original paper by Barton et al (1974). This chart has recently been updated by Grimstad and Barton (1993) to reflect the increasing use of steel fibre reinforced shotcrete in underground excavation support. Figure 4.3 is reproduced from this updated chart.

From Figure 4.3, a value of D_e of 9.4 and a value of Q of 4.5 places this crusher excavation in category (4) which requires a pattern of rockbolts (spaced at 2.3 m) and 40 to 50 mm of unreinforced shotcrete.

Because of the mild to heavy rock burst conditions which are anticipated, it may be prudent to destress the rock in the walls of this crusher chamber. This is achieved by using relatively heavy production blasting to excavate the chamber and omitting the smooth blasting usually used to trim the final walls of an excavation such as an underground powerhouse at shallower depth. Caution is recommended in the use of destress blasting and, for critical applications, it may be advisable to seek the advice of a blasting specialist before embarking on this course of action.

Løset (1992) suggests that, for rocks with $4 < Q < 30$, blasting damage will result in the creation of new 'joints' with a consequent local reduction in the value of Q for the rock surrounding the excavation. He suggests that this can be accounted for by reducing the *RQD* value for the blast damaged zone.

Assuming that the *RQD* value for the destressed rock around the crusher chamber drops to 50 %, the resulting value of $Q = 2.9$. From Figure 4.3, this value of Q, for an equivalent dimension, D_e of 9.4, places the excavation just inside category (5) which requires rockbolts, at approximately 2 m spacing, and a 50 mm thick layer of steel fibre reinforced shotcrete.

Barton et al (1980) provide additional information on rockbolt length, maximum unsupported spans and roof support pressures to supplement the support recommendations published in the original 1974 paper.

The length L of rockbolts can be estimated from the excavation width B and the Excavation Support Ratio *ESR*:

$$L = \frac{2 + 0.15B}{ESR} \tag{4.3}$$

The maximum unsupported span can be estimated from:

$$\text{Maximum span (unsupported)} = 2\,ESR\,Q^{0.4} \tag{4.4}$$

Based upon analyses of case records, Grimstad and Barton (1993) suggest that the relationship between the value of Q and the permanent roof support pressure P_{roof} is estimated from:

$$P_{roof} = \frac{2\sqrt{J_n}\,Q^{-\frac{1}{3}}}{3J_r} \tag{4.5}$$

Table 4.6: Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES
1. ROCK QUALITY DESIGNATION	***RQD***	
A. Very poor	0 - 25	1. Where *RQD* is reported or measured as ≤ 10 (including 0), a nominal value of 10 is used to evaluate *Q*.
B. Poor	25 - 50	
C. Fair	50 - 75	
D. Good	75 - 90	2. *RQD* intervals of 5, i.e. 100, 95, 90 etc. are sufficiently accurate.
E. Excellent	90 - 100	
2. JOINT SET NUMBER	J_n	
A. Massive, no or few joints	0.5 - 1.0	
B. One joint set	2	
C. One joint set plus random	3	
D. Two joint sets	4	
E. Two joint sets plus random	6	
F. Three joint sets	9	1. For intersections use $(3.0 \times J_n)$
G. Three joint sets plus random	12	
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, 'sugar cube', etc.	15	2. For portals use $(2.0 \times J_n)$
J. Crushed rock, earthlike	20	
3. JOINT ROUGHNESS NUMBER	J_r	
a. Rock wall contact		
b. Rock wall contact before 10 cm shear		
A. Discontinuous joints	4	
B. Rough and irregular, undulating	3	
C. Smooth undulating	2	
D. Slickensided undulating	1.5	1. Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than 3 m.
E. Rough or irregular, planar	1.5	
F. Smooth, planar	1.0	
G. Slickensided, planar	0.5	2. J_r = 0.5 can be used for planar, slickensided joints having lineations, provided that the lineations are oriented for minimum strength.
c. No rock wall contact when sheared		
H. Zones containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
J. Sandy, gravely or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0 (nominal)	
4. JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)
a. Rock wall contact		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling	0.75	1. Values of ϕr, the residual friction angle, are intended as an approximate guide to the mineralogical properties of the alteration products, if present.
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	25 - 35
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	2.0	25 - 30
D. Silty-, or sandy-clay coatings, small clay-fraction (non-softening)	3.0	20 - 25
E. Softening or low-friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite etc., and small quantities of swelling clays. (Discontinuous coatings, 1 - 2 mm or less)	4.0	8 - 16

Table 4.6: (cont'd.) Classification of individual parameters used in the Tunnelling Quality Index *Q* (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION	VALUE	NOTES	
4, JOINT ALTERATION NUMBER	J_a	ϕr degrees (approx.)	
b. Rock wall contact before 10 cm shear			
F. Sandy particles, clay-free, disintegrating rock etc.	4.0	25 - 30	
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	6.0	16 - 24	
H. Medium or low over-consolidation, softening clay mineral fillings (continuous < 5 mm thick)	8.0	12 - 16	
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite, (continuous < 5 mm thick). Values of J_a depend on percent of swelling clay-size particles, and access to water.	8.0 - 12.0	6 - 12	
c. No rock wall contact when sheared			
K. Zones or bands of disintegrated or crushed	6.0		
L. rock and clay (see G, H and J for clay	8.0		
M. conditions)	8.0 - 12.0	6 - 24	
N. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction, non-softening	5.0		
O. Thick continuous zones or bands of clay	10.0 - 13.0		
P. & R. (see G.H and J for clay conditions)	6.0 - 24.0		
5. JOINT WATER REDUCTION	J_w	approx. water pressure (kgf/cm^2)	
A. Dry excavation or minor inflow i.e. < 5 l/m locally	1.0	< 1.0	
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings	0.66	1.0 - 2.5	
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.5	2.5 - 10.0	1. Factors C to F are crude estimates; increase J_w if drainage installed.
D. Large inflow or high pressure	0.33	2.5 - 10.0	
E. Exceptionally high inflow or pressure at blasting, decaying with time	0.2 - 0.1	> 10	2. Special problems caused by ice formation are not considered.
F. Exceptionally high inflow or pressure	0.1 - 0.05	> 10	
6. STRESS REDUCTION FACTOR		***SRF***	
a. Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated			
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock any depth)		10.0	1. Reduce these values of *SRF* by 25 - 50% but only if the relevant shear zones influence do not intersect the excavation
B. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth < 50 m)		5.0	
C. Single weakness zones containing clay, or chemically disintegrated rock (excavation depth > 50 m)		2.5	
D. Multiple shear zones in competent rock (clay free), loose surrounding rock (any depth)		7.5	
E. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation < 50 m)		5.0	
F. Single shear zone in competent rock (clay free). (depth of excavation > 50 m)		2.5	
G. Loose open joints, heavily jointed or 'sugar cube', (any depth)		5.0	

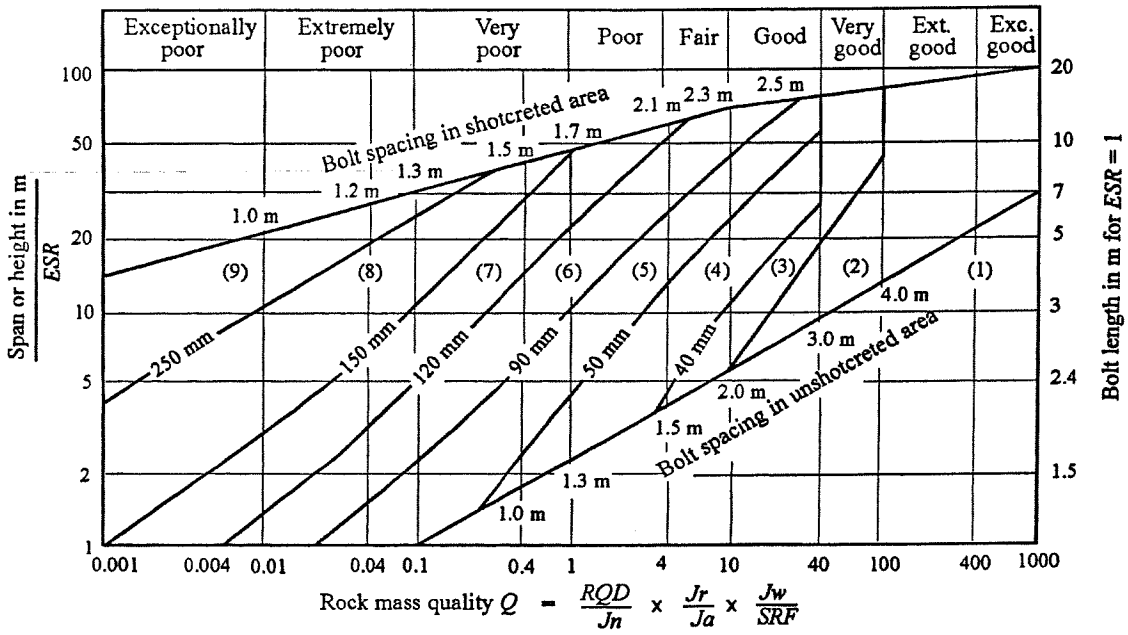
Table 4.6: (cont'd.) Classification of individual parameters in the Tunnelling Quality Index Q (After Barton et al 1974).

DESCRIPTION		VALUE		NOTES
6. STRESS REDUCTION FACTOR			***SRF***	
b. Competent rock, rock stress problems				
	σ_c/σ_1	$\sigma_t\sigma_1$		2. For strongly anisotropic virgin stress field
H. Low stress, near surface	> 200	> 13	2.5	(if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduce σ_c
J. Medium stress	200 - 10	13 - 0.66	1.0	to $0.8\sigma_c$ and σ_t to $0.8\sigma_t$. When σ_1/σ_3 > 10,
K. High stress, very tight structure	10 - 5	0.66 - 0.33	0.5 - 2	reduce σ_c and σ_t to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$, where
(usually favourable to stability, may				σ_c = unconfined compressive strength, and
be unfavourable to wall stability)				σ_t = tensile strength (point load) and σ_1 and
L. Mild rockburst (massive rock)	5 - 2.5	0.33 - 0.16	5 - 10	σ_3 are the major and minor principal stresses.
M. Heavy rockburst (massive rock)	< 2.5	< 0.16	10 - 20	3. Few case records available where depth of
c. Squeezing rock, plastic flow of incompetent rock				crown below surface is less than span width.
under influence of high rock pressure				Suggest *SRF* increase from 2.5 to 5 for such
N. Mild squeezing rock pressure			5 - 10	cases (see H).
O. Heavy squeezing rock pressure			10 - 20	
d. Swelling rock, chemical swelling activity depending on presence of water				
P. Mild swelling rock pressure			5 - 10	
R. Heavy swelling rock pressure			10 - 15	

ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF THESE TABLES

When making estimates of the rock mass Quality (Q), the following guidelines should be followed in addition to the notes listed in the tables:

1. When borehole core is unavailable, *RQD* can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relationship can be used to convert this number to *RQD* for the case of clay free rock masses: $RQD = 115 - 3.3\ J_v$ (approx.), where J_v = total number of joints per m^3 ($0 < RQD < 100$ for $35 > J_v > 4.5$).
2. The parameter J_n representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed, these parallel 'joints' should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few 'joints' visible, or if only occasional breaks in the core are due to these features, then it will be more appropriate to count them as 'random' joints when evaluating J_n.
3. The parameters J_r and J_a (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of J_r/J_a is favourably oriented for stability, then a second, less favourably oriented joint set or discontinuity may sometimes be more significant, and its higher value of J_r/J_a should be used when evaluating Q. The value of J_r/J_a should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.
4. When a rock mass contains clay, the factor *SRF* appropriate to loosening loads should be evaluated. In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent, the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-stress/rock-strength. A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in note 2 in the table for stress reduction factor evaluation.
5. The compressive and tensile strengths (σ_c and σ_t) of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to the present and future in situ conditions. A very conservative estimate of the strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.



REINFORCEMENT CATEGORIES
1) Unsupported
2) Spot bolting
3) Systematic bolting
4) Systematic bolting with 40-100 mm unreinforced shotcrete
5) Fibre reinforced shotcrete, 50 - 90 mm, and bolting
6) Fibre reinforced shotcrete, 90 - 120 mm, and bolting
7) Fibre reinforced shotcrete, 120 - 150 mm, and bolting
8) Fibre reinforced shotcrete, > 150 mm, with reinforced ribs of shotcrete and bolting
9) Cast concrete lining

Figure 4.3: Estimated support categories based on the tunnelling quality index Q (After Grimstad and Barton 1993).

3.6 Using rock mass classification systems

The two most widely used rock mass classifications are Bieniawski's *RMR* (1976, 1989) and Barton et al's Q (1974). Both methods incorporate geological, geometric and design/engineering parameters in arriving at a quantitative value of their rock mass quality. The similarities between *RMR* and Q stem from the use of identical, or very similar, parameters in calculating the final rock mass quality rating. The differences between the systems lie in the different weightings given to similar parameters and in the use of distinct parameters in one or the other scheme
the other scheme.

RMR uses compressive strength directly while Q only considers strength as it relates to in situ stress in competent rock. Both schemes deal with the geology and geometry of the rock mass, but in slightly different ways. Both consider groundwater, and both include some component of rock material strength. Some estimate of orientation can be incorporated into Q using a guideline presented by Barton et al (1974): 'the parameters J_r and J_a should ... relate to the surface most likely to allow failure to initiate.' The greatest difference between the two systems is the lack of a stress parameter in the *RMR* system.

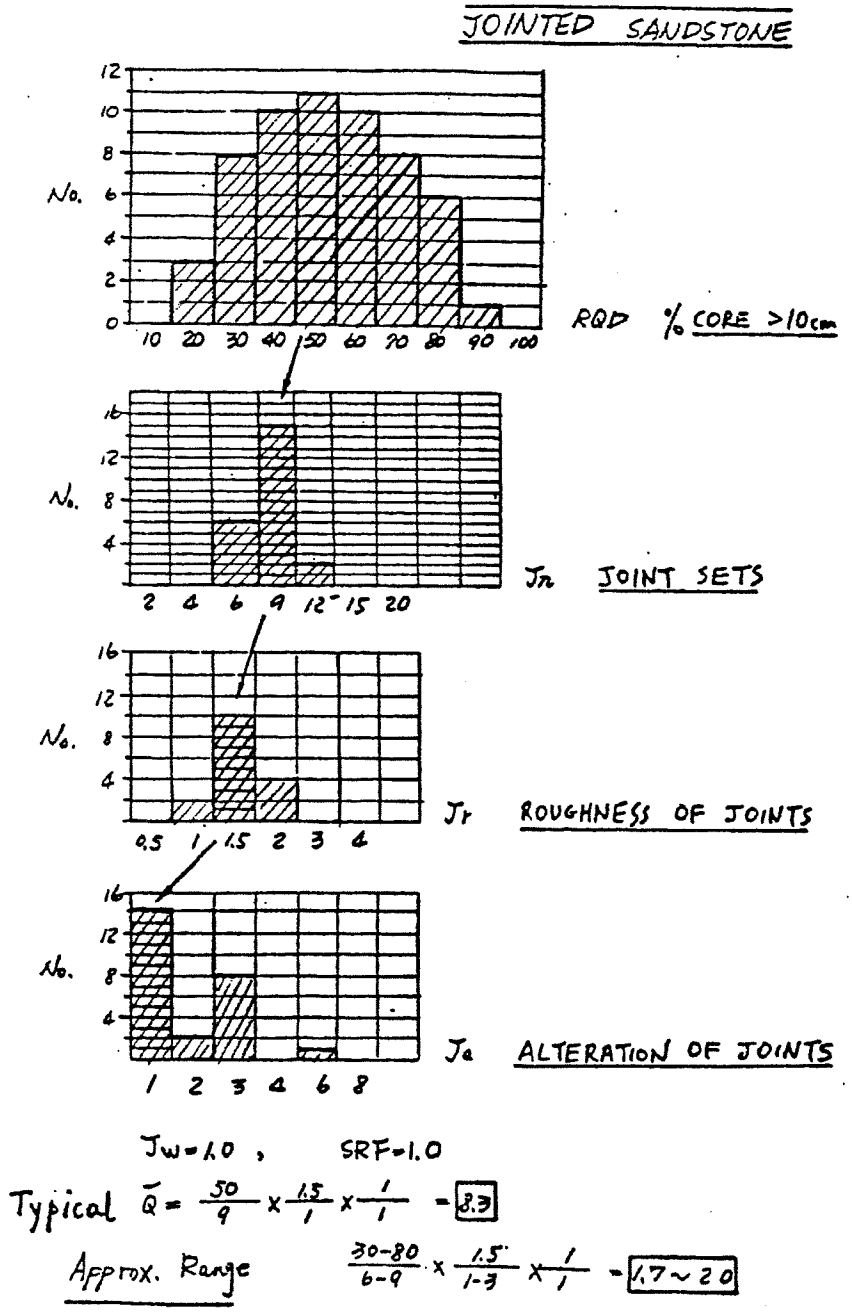


Figure 4.4: Histograms showing variations in RQD, J_n, J_r and J_a for a dry jointed sandstone under 'medium' stress conditions, reproduced from field notes prepared by Dr. N. Barton.

When using either of these methods, two approaches can be taken. One is to evaluate the rock mass specifically for the parameters included in the classification methods; the other is to accurately characterise the rock mass and then attribute parameter ratings at a later time. The latter method is recommended since it gives a full and complete description of the rock mass which can easily be translated into either classification index. If rating values alone had been recorded during mapping, it would be almost impossible to carry out verification studies.

In many cases, it is appropriate to give a range of values to each parameter in a rock mass classification and to evaluate the significance of the final result. An example of this approach is given in Figure 4.4 which is reproduced from field notes prepared by Dr. N. Barton on a project. In this particular case, the rock mass is dry and is subjected to 'medium' stress conditions (Table 4.6.6.K) and hence $J_w = 1.0$ and $SRF = 1.0$. Histograms showing the variations in RQD, J_n, J_r and J_a, along the exploration adit mapped, are presented in this figure. The average value of $Q = 8.9$ and the approximate range of Q is $1.7 < Q < 20$. The average value of Q can be used in choosing a basic support system while the range gives an indication of the possible adjustments which will be required to meet different conditions encountered during construction.

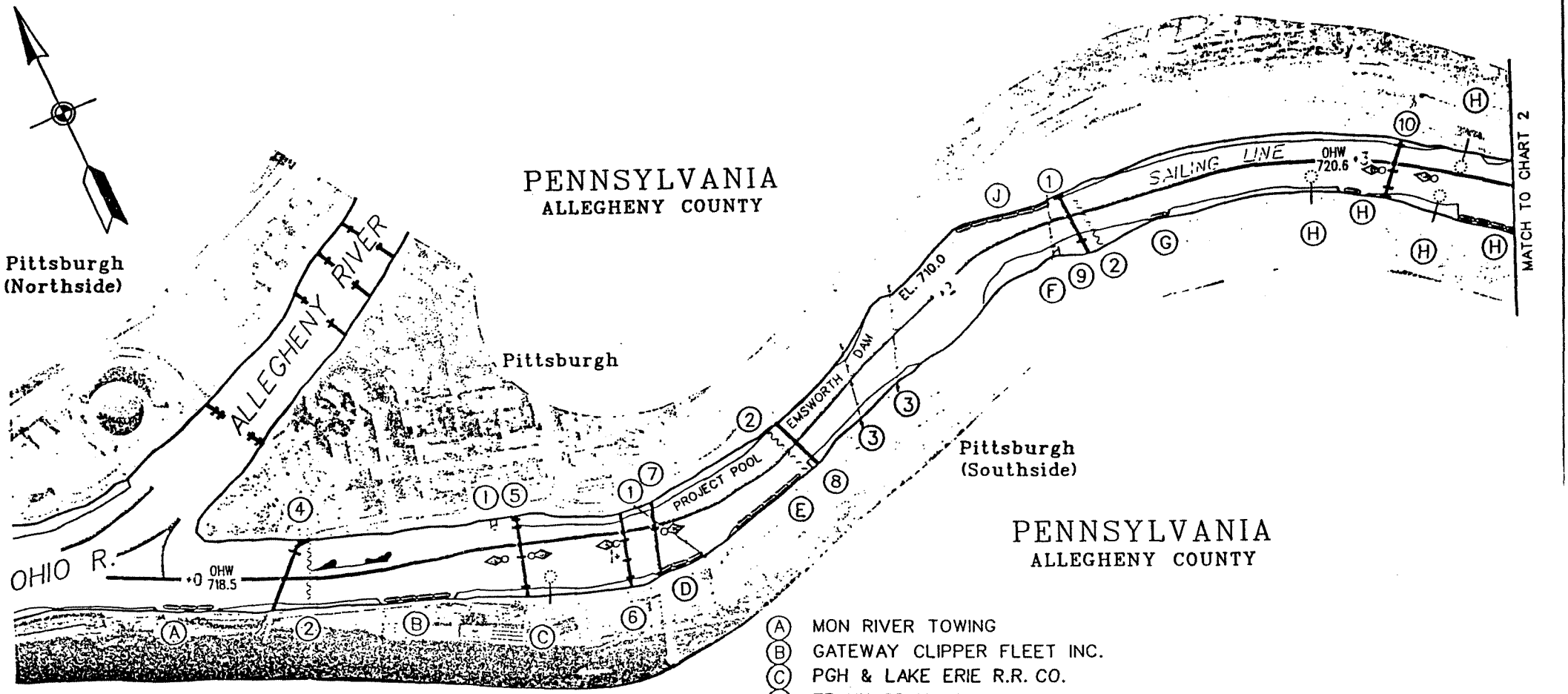
A further example of this approach is given in a paper by Barton et al (1992) concerned with the design of a 62 m span underground sports hall in jointed gneiss. Histograms of all the input parameters for the Q system are presented and analysed in order to determine the weighted average value of Q.

Carter (1992) has adopted a similar approach, but extended his analysis to include the derivation of a probability distribution function and the calculation of a probability of failure in a discussion on the stability of surface crown pillars in abandoned metal mines.

Throughout this chapter it has been suggested that the user of a rock mass classification scheme should check that the latest version is being used. An exception is the use of Bieniawski's *RMR* classification for rock mass strength estimates (discussed in Chapter 8) where the 1976 version as well as the 1989 version are used. It is also worth repeating that the use of two rock mass classification schemes is advisable.

BIJLAGE VIII

Monongahela River [USACE; 1998]



1. SEWER CROSSING
2. SUBMARINE CROSSING
3. WATER PIPELINE
4. FORT PITT HIGHWAY BRIDGE
5. SMITHFIELD ST. HIGHWAY BRIDGE
6. PORT AUTHORITY TRANSIT BRIDGE
7. LIBERTY HIGHWAY BRIDGE
8. S. TENTH ST. HIGHWAY BRIDGE
9. BIRMINGHAM HIGHWAY BRIDGE
10. MON. CONN. RAILROAD BRIDGE

A. MON RIVER TOWING
B. GATEWAY CLIPPER FLEET INC.
C. PGH & LAKE ERIE R.R. CO.
D. FRANK BRYAN INC.
E. ARROW CONCRETE INC.
F. CITY OF PITTSBURGH RAMP
G. CITY OF PITTSBURGH (ICE BREAKERS)
H. LTV STEEL CO.
I. CITY OF PITTSBURGH RAMP
J. STANDARD SLAG

NOTE: See opposite page for clearance data.

MONONGAHELA RIVER

500' 0 500' 1500'

SCALE 1"=1500'

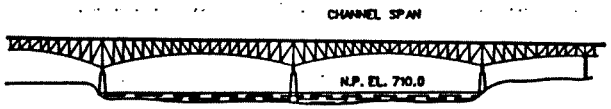
CHART NO. 1

④

FORT PITT HIGHWAY BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	757.1 ▪
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	47.1' ▪
HORIZONTAL CLEARANCE	640.0'

▪ AT RIGHT PIER

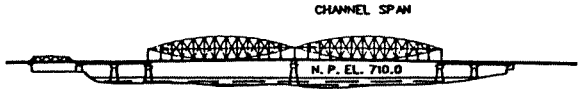


⑦

LIBERTY HIGHWAY BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	754.4 ▪
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	44.4' ▪
HORIZONTAL CLEARANCE	448.0'

▪ AT SPRING LINE



⑤

SMITHFIELD STREET HIGHWAY BRIDGE
CHANNEL SPAN

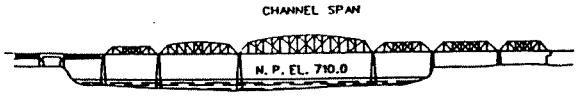
ELEVATION OF LOW STEEL	752.5 ▪
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	42.5' ▪
HORIZONTAL CLEARANCE	344.0'

▪ AT MIDDLE OF SPAN

⑧

SOUTH TENTH STREET HIGHWAY BRIDGE
CHANNEL SPAN

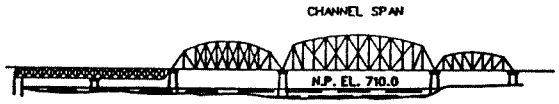
ELEVATION OF LOW STEEL	760.3
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	50.3'
HORIZONTAL CLEARANCE	705.7'



⑩

MONONGAHELA CONNECTING RAILROAD BRIDGE
CHANNEL SPAN

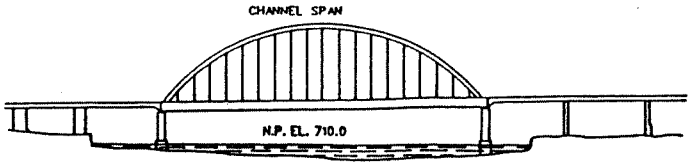
ELEVATION OF LOW STEEL	758.4
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	48.4'
HORIZONTAL CLEARANCE	311.0'



⑥

PORT AUTHORITY TRANSIT BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	753.9
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	43.9'
HORIZONTAL CLEARANCE	351.0'



⑨

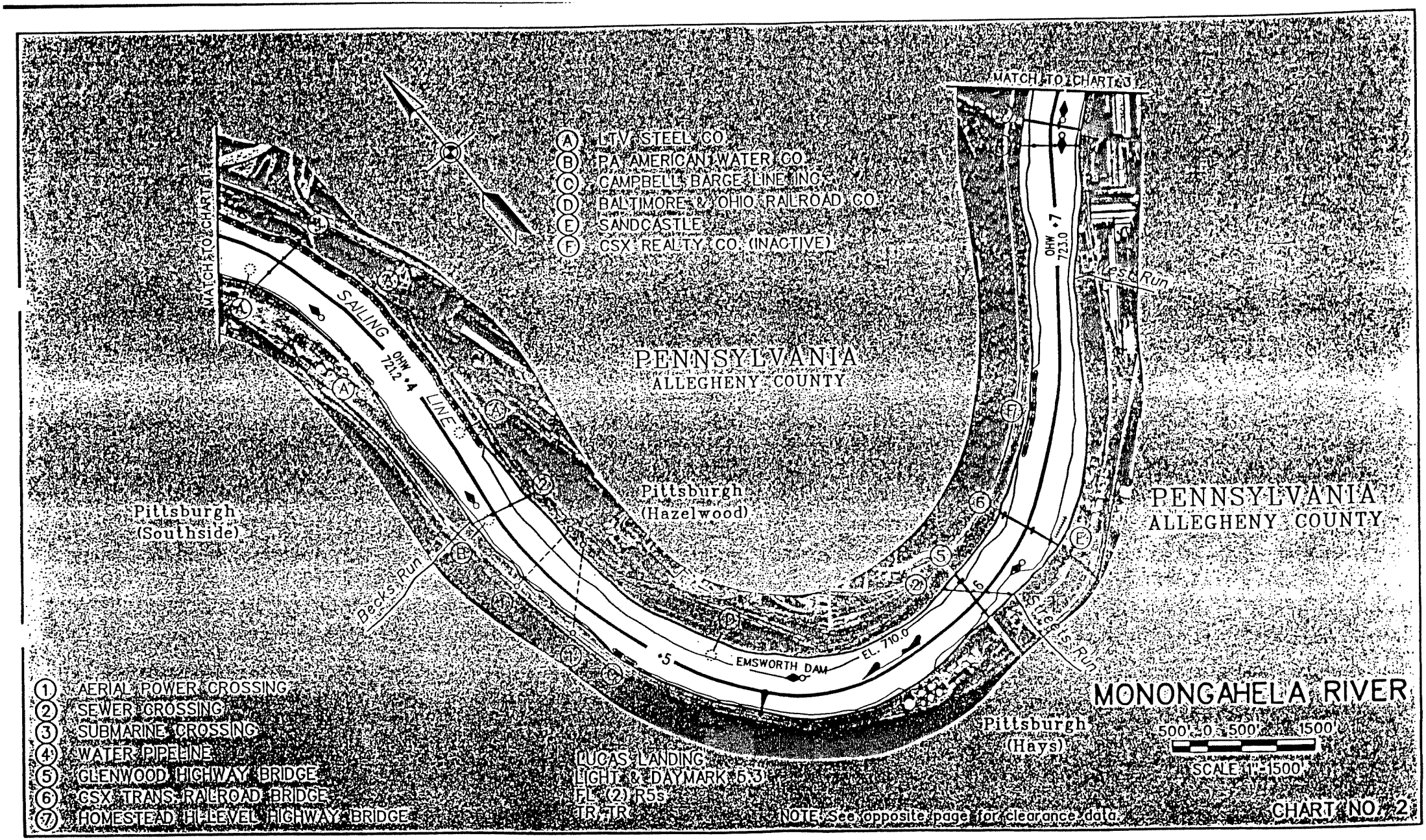
BIRMINGHAM HIGHWAY BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	774.8
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	64.8'
HORIZONTAL CLEARANCE	607.0'

BRIDGE SCALE

400' 0 400'

ELEVATIONS LOOKING DOWNSTREAM


MATCH TO CHART 1
MATCH TO CHART 3
A L.T.V. STEEL CO.
B PA. AMERICAN WATER CO.
C CAMPBELL'S BARGE LINE, INC.
D BALTIMORE & OHIO RAILROAD CO.
E SANDCASTLE
F CSX REALTY CO. (INACTIVE)
PENNSYLVANIA
ALLEGHENY COUNTY
SAILING LINE
OHW 712.2
OHW 723.0
Pittsburgh (Southside)
Pittsburgh (Hazelwood)
Pittsburgh (Hays)
Becks Run
Chalfant Run
Nine Mile Run
EMSWORTH DAM
EL. 710.0
LUCAS LANDING LIGHT & DAYMARK 53
FL (2) R 5S
TR TR
1 AERIAL POWER CROSSING
2 SEWER CROSSING
3 SUBMARINE CROSSING
4 WATER PIPE LINE
5 GLENWOOD HIGHWAY BRIDGE
6 CSX TRANS. RAILROAD BRIDGE
7 HOMESTEAD HI-LEVEL HIGHWAY BRIDGE
MONONGAHELA RIVER
500' 0 500' 1000' 1500'
SCALE 1" = 1500'
NOTE: See opposite page for clearance data.
CHART NO. 2

⑤

GLENWOOD HIGHWAY BRIDGE

CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	760.0*
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	50.0'*
HORIZONTAL CLEARANCE	557.0'

* AT MIDDLE OF SPAN

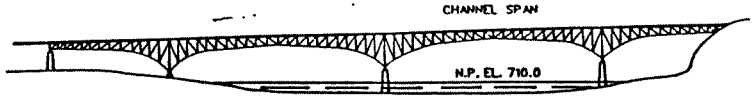
⑥

CSX TRANS. RAILROAD BRIDGE

CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	760.5 *
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	50.5'*
HORIZONTAL CLEARANCE	453.0'

* AT MIDDLE OF SPAN



⑦

HOMESTEAD HI-LEVEL HIGHWAY BRIDGE

CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	761.2 *
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	51.2'*
HORIZONTAL CLEARANCE	516.3'

* AT SPRING LINE. 109.3' CLEAR. AT ℄

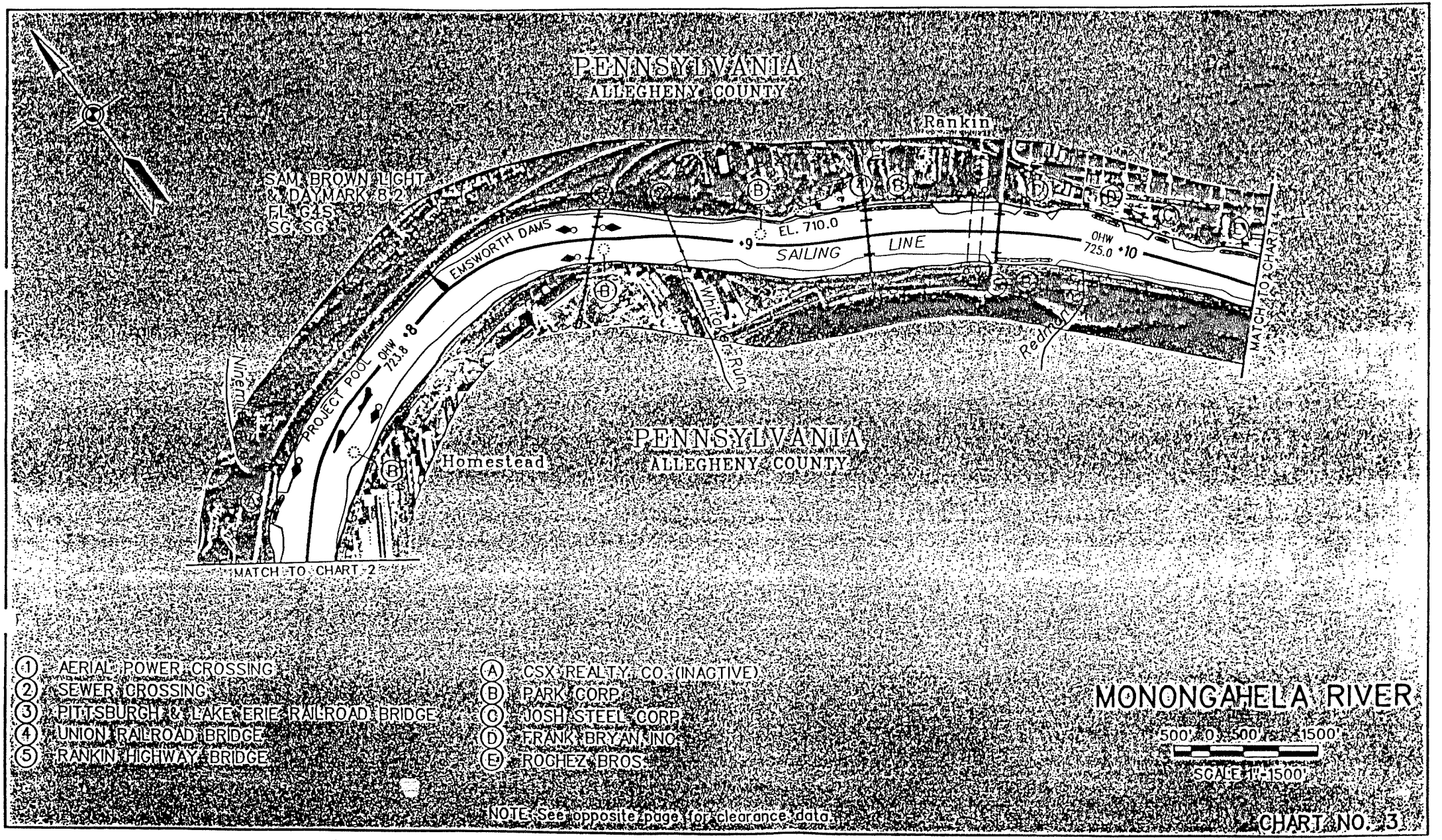
AERIAL POWER CROSSINGS

CROSSING	MILE	ELEVATION	CLEARANCE
1	4.6	809.7	99.7'
1	4.7	857.1	147.1'

BRIDGE SCALE

400' 0 400'

ELEVATIONS LOOKING DOWNSTREAM

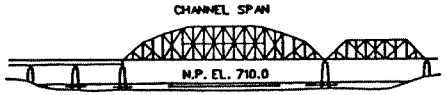

PENNSYLVANIA
ALLEGHENY COUNTY
Rankin
SAM BROWN LIGHT
& DAYMARK 8
FL G 4S
SG SG
EMSWORTH DAMS
EL. 710.0
•9
SAILING LINE
OHW
725.0 •10
MATCH TO CHART 3
Whitaker Run
Redmond
Ninemile
PROJECT POOL OHW
723.8 •8
Homestead
PENNSYLVANIA
ALLEGHENY COUNTY
MATCH TO CHART 2
① AERIAL POWER CROSSING
② SEWER CROSSING
③ PITTSBURGH & LAKE ERIE RAILROAD BRIDGE
④ UNION RAILROAD BRIDGE
⑤ RANKIN HIGHWAY BRIDGE
Ⓐ CSX REALTY CO. (INACTIVE)
Ⓑ PARK CORP.
Ⓒ JOSH STEEL CORP.
Ⓓ FRANK BRYAN, INC.
Ⓔ ROCHEZ BROS.
MONONGAHELA RIVER
500' 0 500' 1000' 1500'
SCALE 1"=1500'
NOTE: See opposite page for clearance data.
CHART NO. 3

③

P. & L.E. RAILROAD BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	761.6 *
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	51.6' *
HORIZONTAL CLEARANCE	250.0'

* AT MIDDLE OF SPAN

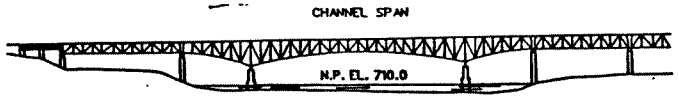


④

UNION RAILROAD BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	760.8 *
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	50.8' *
HORIZONTAL CLEARANCE	483.0'

* AT MIDDLE OF SPAN



⑤

RANKIN HIGHWAY BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	755.0 *
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	45.0' *
HORIZONTAL CLEARANCE	505.25'

* AT LEFT. 75' CLEAR AT ℄

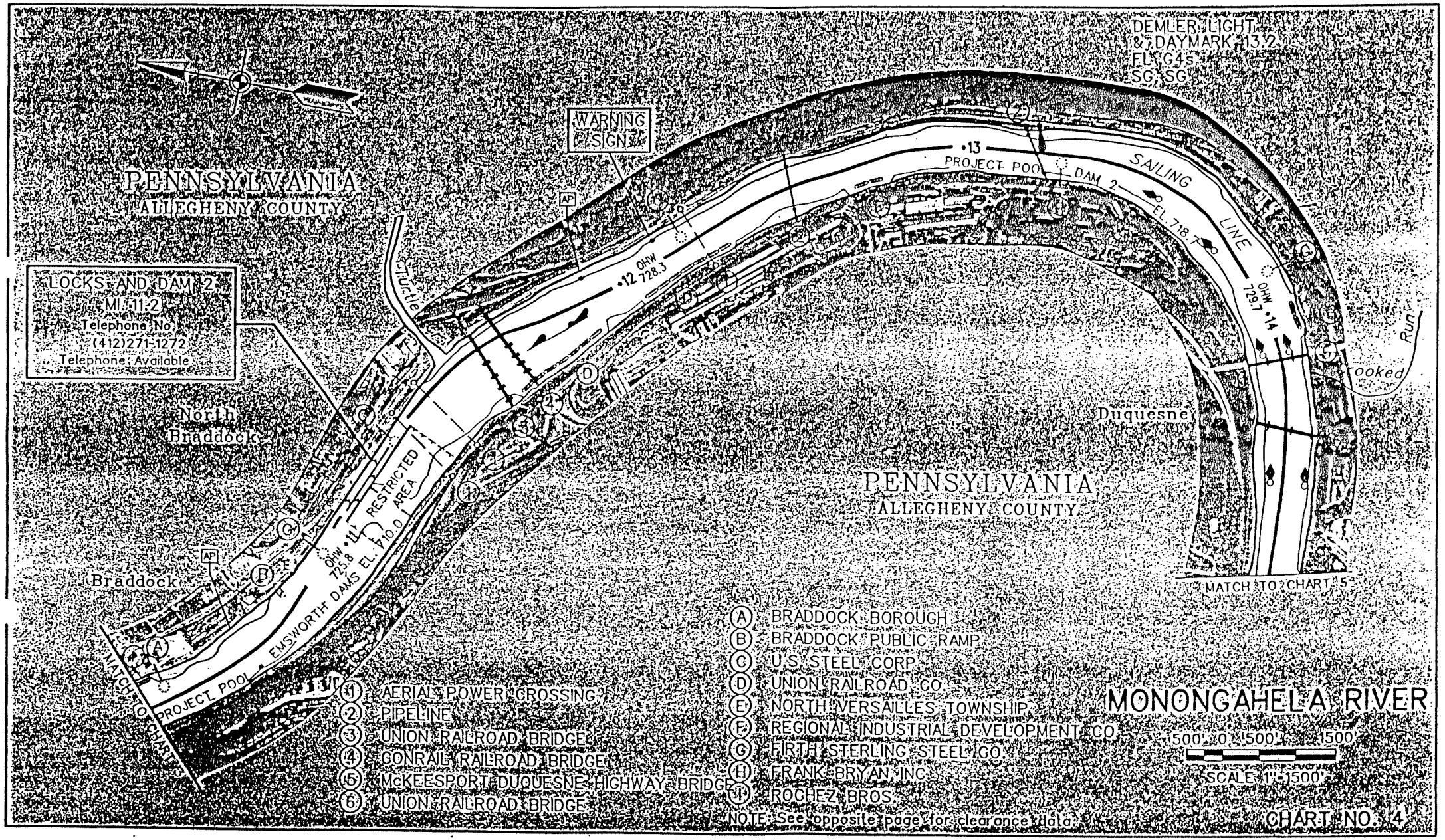
AERIAL POWER CROSSINGS

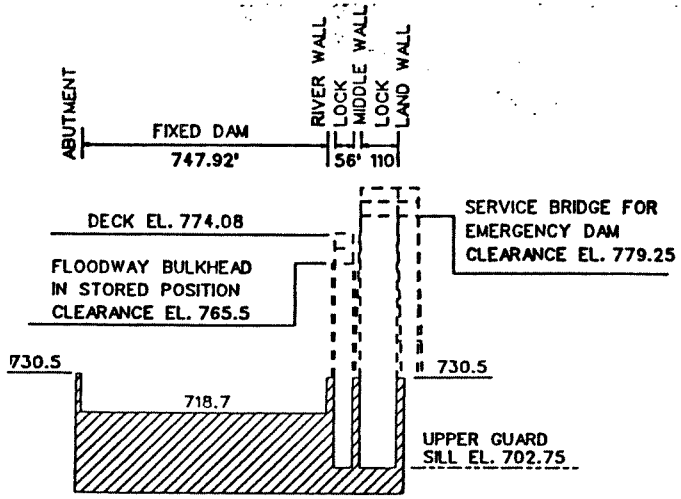
CROSSING	MILE	ELEVATION	CLEARANCE
1	9.6	794.7	84.7'
1	9.61	784.0	74.0'

BRIDGE SCALE

400' 0 400'

ELEVATIONS LOOKING DOWNSTREAM


DEMLER LIGHT & DAYMARK 113.2
FL G 4s
SG, SG
WARNING SIGN
PENNSYLVANIA
ALLEGHENY COUNTY
LOCKS AND DAM 2
Mi. 11.2
Telephone No.
(412)271-1272
Telephone: Available
•13
PROJECT POOL
DAM 2
EL. 718.7
SAILING LINE
OHW 729.7
•14
•12 OHW 728.5
Turtle Creek
RESTRICTED AREA
OHW 725.8
EMSWORTH DAMS EL. 710.0
PROJECT POOL
North Braddock
Braddock
Duquesne
Cooked Run
PENNSYLVANIA
ALLEGHENY COUNTY
MATCH TO CHART 5
MATCH TO CHART 3
(A) BRADDOCK BOROUGH
(B) BRADDOCK PUBLIC RAMP
(C) U.S. STEEL CORP.
(D) UNION RAILROAD CO.
(E) NORTH VERSAILLES TOWNSHIP
(F) REGIONAL INDUSTRIAL DEVELOPMENT CO.
(G) FIRTH STERLING STEEL CO.
(H) FRANK BRYAN, INC.
(I) ROCHEZ BROS.
(1) AERIAL POWER CROSSING
(2) PIPELINE
(3) UNION RAILROAD BRIDGE
(4) CONRAIL RAILROAD BRIDGE
(5) McKEESPORT-DUQUESNE HIGHWAY BRIDGE
(6) UNION RAILROAD BRIDGE
MONONGAHELA RIVER
1500 0 1500 3000
SCALE 1" = 1500'
NOTE: See opposite page for clearance data.
CHART NO. 4

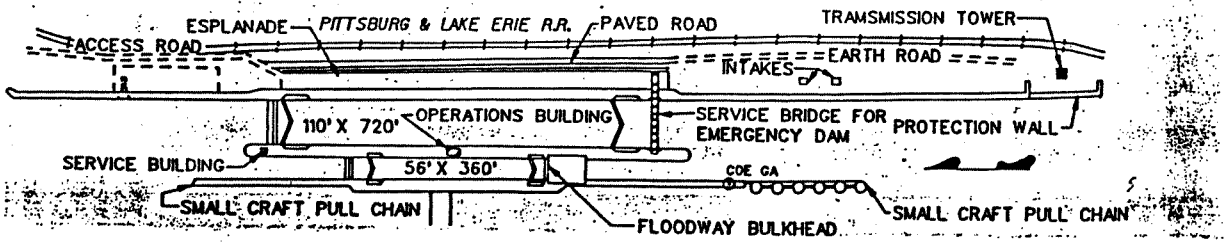


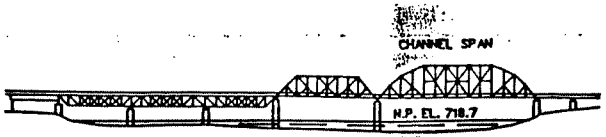
LOCKS & DAM NO. 2

NAVIGATION SUSPENDED - UPPER GAGE 19.0

TELEPHONE NO. 412-271-1272

LOCKS & DAM NO. 2	
UPPER GAGE	
ZERO EL.	709.8
N.P. READS	9.0'
LOWER GAGE	
ZERO EL.	694.0
N.P. READS	16.0'



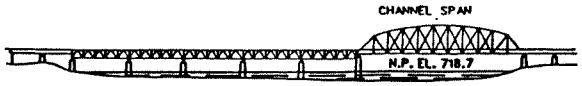


③

UNION RAILROAD BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	773.9*
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	55.2'*
HORIZONTAL CLEARANCE	378.0'

* AT MIDDLE OF SPAN

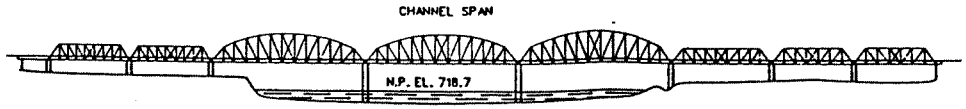


④

CONRAIL RAILROAD BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	764.3*
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	45.6'*
HORIZONTAL CLEARANCE	393.0'

* AT MIDDLE OF SPAN



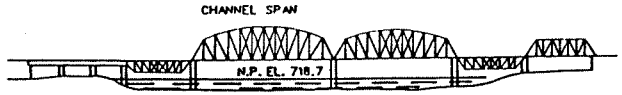
⑤

MC KEESPORT-DUQUESNE HIGHWAY BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	790.6
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	71.9'
HORIZONTAL CLEARANCE	362.0'

AERIAL POWER CROSSINGS

CROSSING	MILE	ELEVATION	CLEARANCE
1	11.3	838.7	120.0'
1	11.4	853.0	134.3'
1	12.3	801.2	82.5'

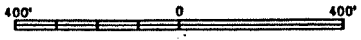


⑥

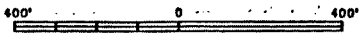
UNION RAILROAD BRIDGE
CHANNEL SPAN

ELEVATION OF LOW STEEL	767.8
VERTICAL CLEARANCE AT POOL STAGE	49.1'
HORIZONTAL CLEARANCE	324.0'

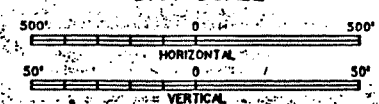
BRIDGE SCALE



LOCK SCALE



DAM SCALE



ELEVATIONS LOOKING DOWNSTREAM

BIJLAGE IX

Handberekening "Transport per Spoor"

TOELICHTING

Uit de gegevens van Intercontainer [Intercontainer-Interfrigo; 1999] volgt dat het gewicht van een constructie-element maximaal 1050 kN kan bedragen bij de afmetingen 31,50 * 2,50 m^2. Het profiel van vrije ruimte ligt vast bij transport per spoor. Het eigen gewicht van beton bedraagt 25 kNm^{-3}. Uitgaande van volledige benutting van het materieel en dat de constructie-elementen voor 20% uit beton bestaan [Vos; Jager; 2000], kunnen de maximaal mogelijke externe afmetingen van een te transporteren constructie-element bepaald worden.

RESULTATEN

$V_{CE,BETON}$	= 1050 / 25 = 42 m^3
V_{CE}	= (100 / 20) * 42 = 210 m^3
H_{CE}	= 210 / (31,50 * 2,50) = 2,70 m
$L_{CE} : H_{CE} : B_{CE}$	= 12,60 : 1,10 : 1,00

Übersicht der ICF-P-Wagen (WIC)
Récapitulation du parc wagons P-ICF (WIC)
Summary of the ICF-P-wagons (WIC)
Elenco dei carri P-ICF (WIC)

Valable à partir du
Gültig ab 01.04.2000

intercontainer – interfrigo

Typ Type Type Tipo	Anzahl Quantité Quantity Quantità	Nummern Numéros Numbers Numerazione	Eigen-gewicht Tare Tara (t) 3)	Achsen Essieux Axles Assi	Lastgrenzen Limites de charge Load limit Limiti di carico				Länge Longueur Length Lunghezza (mm) 2)	geeignet für adapté. pour suitable for adatto per 1)					
					S / S * *		1)	SS		GC1	GC2 GC3	HC	CM	SR	CT
					C (t)	D (t)	★★	(t)							
L 40	406	23 87 442 5 000 - 409	11,6	2	28,4	-	★★	-	12 620	X	X	X	X		
L 42	195	23 55 442 9 200 - 399	11,5	2	28,5	-	★★	-	12 780	X	X	X	X		
L 45	75	23 88 443 2 000 - 074	12,5	2	28,5	32,5	★★	-	13 790	X	X	X	X		
S40	139	35 88 450 8 050 - 199	17,0	4	63,0	-	★★	-	12 800	X	X		(X)		
S56	200	33 68 458 6 000 - 199	21,0	4	61,0	69,0	★★	-	16 450	X	X	X	X	X	
S60	739	33 87 454 1 050 - 698	17,7	4	62,3	-	★★	-	18 400	X	X		(X)		
		33 87 454 1 749 - 849	17,7		62,3	-	★★	-		X	X		(X)		
		33 88 454 0 000	18,0		62,0	-	★★	-		X	X		(X)		
S62	178	33 87 454 0 636 - 990	17,4	4	60,0	-	★★	-	18 400	X	X		(X)		
S65	598	33 87 454 1 699 - 748	17,7	4	62,0	-	★★	-	18 400	X	X		(X)		
		33 87 455 5 000 - 549	19,5		60,5		★★			X	X		(X)		
S71	917	33 68 455 7 000 - 600 33 88 455 3 000 - 222 33 88 455 5 701 - 798	20,0	4	62,0	70,0	★★	-	18 400	X	X	X	X		
S80	516	33 88 495 1 000 - 599	26,0	6	93,0	-	★★	-	2x12 300	X	X	X	(X)		
S81	99	*33 87 456 6 900 - 999* 33 87 496 1 900 - 999	26,0	6	93,0	-		93,0	2x12 300	X	X	X	(X)		
S100	204	33 87 490 9 000 - 203	37,2	8	106,8	-		98,8	2x16 120	X	X	X	X		X
S101	149	33 87 493 2 100 - 199 *33 87 493 2 050 - 099* 35 83 493 2 200 - 249	36,5	8	107,5	-		99,5	2x15 770	X	X	X	X		
S102	219	33 68 490 9 300 - 519	39,0	8	89,0	-		89,0	2x16 105	X	X	X	X		X
S 104	140	33 68 495 3 500 - 595 33 68 495 3 800 - 843	30,0	6	90,0	105,0	★★	-	2x15 765	X	X	X	X		

1) GC1: Breite / Largeur/Width/Larghessa = 2,44 m — HC: GC "HIGH CUBE" (9'6" / C45)
GC2: = 2,50 m — CM: Wechselbehälter / Caisses mobiles/Swap-bodies/Casse mobili
GC3: ≤ 2,60 m — SR: Sattelanhänger / Semi-remorques/Semi-trailers/Semirimorchi
CT : Ärmelkanaltunnel / Tunnel sous la Manche/Chanel Tunnel/Tunnel sotto la Manica
(x) : Siehe Beladediagramm / Voir diagramme de chargement/See loading diagram/Vedi schema di carico
★★ : RIV 34.2.1.4. Züge / trains/treni 120 km/h (SNCF: 2 Achsen / essieux/axles/assi = 100 km/h)

2) Ladelänge / Longueur de chargement/Loading length/Lunghezza di carico

3) Durchschnittliches Eigengewicht / Tare moyenne/Average tare weight/Tara media

BIJLAGE X

Handberekening "Transport over Weg"

TOELICHTING

Uit de gegevens van Van Seumeren [Van Seumeren; 1999] volgt dat het gewicht maximaal 2340 kN kan bedragen bij een lengte van 3 * 14 = 42,00 m (3 opleggers; kan beperkt worden door maatgevende draaicirkel) en een breedte van 3,00 m (standaard) tot 5,00 m (maximaal). Het profiel van vrije ruimte biedt in de breedte meer mogelijkheden dan transport per spoor. Indien de breedte 5,00 m bedraagt, zijn speciale vergunningen noodzakelijk. Het eigen gewicht van beton bedraagt 25 kNm^{-3}. Uitgaande van volledige benutting van het materieel en dat de constructie-elementen voor 20% uit beton bestaan [Vos; Jager; 2000], kunnen de maximaal mogelijke externe afmetingen van een te transporteren constructie-element bepaald worden.

RESULTATEN

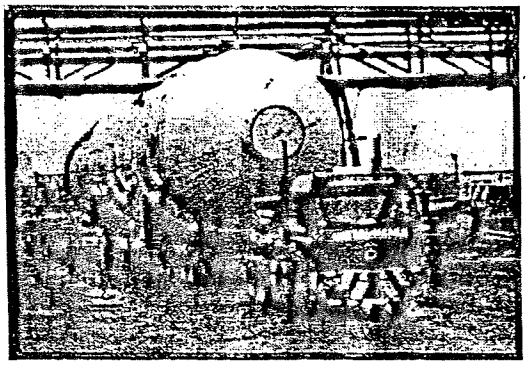
$B_{CE,MAX}$ = 3,00 m

$V_{CE,BETON}$	= 2340 / 25 = 94 m^3
V_{CE}	= (100 / 20) * 94 = 470 m^3
H_{CE}	= 470 / (42,00 * 3,00) = 3,70 m
$L_{CE} : H_{CE} : B_{CE}$	= 14,00 : 1,20 : 1,00

$B_{CE,MAX}$ = 5,00 m

$V_{CE,BETON}$	= 2340 / 25 = 94 m^3
V_{CE}	= (100 / 20) * 94 = 470 m^3
H_{CE}	= 470 / (42,00 * 5,00) = 2,20 m
$L_{CE} : H_{CE} : B_{CE}$	= 19,00 : 1,00 : 2,30

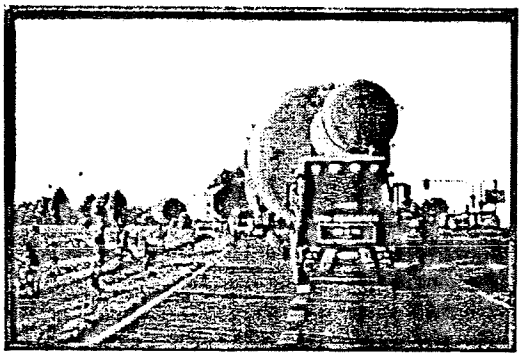
Lowloaders



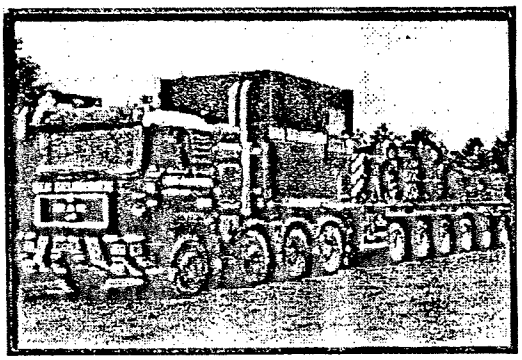
Our modular system of lowloader configurations provides an extensive range. They can be fitted with light platform trailer modules in combination with a goose neck or tow bar and load beds.

The low height less than 0.6 metres for the load bed is typical for the lowloader. Load beds are available in lengths between 3.75 - 15.75 metres and a width of 1.5 metres that is in some areas extendable to 3.5 metres. Depending on the configuration, the maximum load capacity is 150 Te.

Semi low loaders

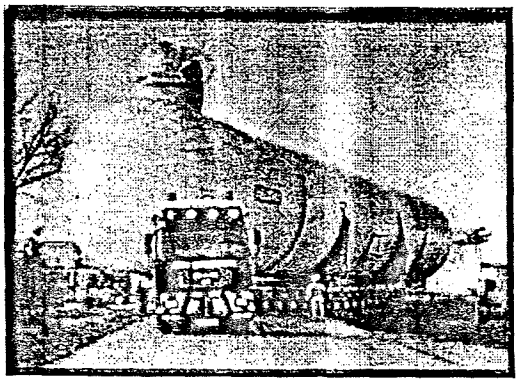


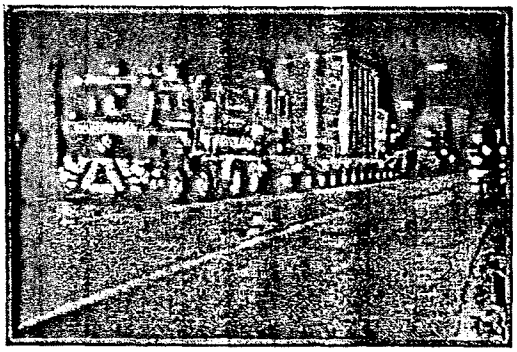
Van Seumeren uses a versatile semi lowloader programme in its fleet of transport vehicles. The company can provide for semi lowloaders with 3, 4, 5, 8 and 10 axles, manufactured by Nooteboom, Goldhofer and others, with a maximum load capacity of 150 Te. The semi lowloader is characterised by a flat load bed and a goose neck in front of the load bed, that fits a 3 or 4 axle prime mover. The flat load bed is 1 metre high and 8.2 till 13.3 metres long. Extension with 6 or 12 metres is also possible.



Multi Axle Trailers

Van Seumeren uses 4 and 6 axle trailers with a load capacity of 100 Te at maximum. Most axles can be steered. The trailers are approximately 1.4 metres high, while the flat floors have a length in te range of 12 - 15 metres.





Platform Trailers

Versatility
The platform trailers can be connected both in length as side-by-side. The configuration is generally refered to as a specific number of axle lines, rather than axles. An axle line comprises two side-by-side axles with two or four wheels. Each axle line has a hydraulic suspension system, enabling jacking up and down of the load. The Van Seumeren fleet counts for:

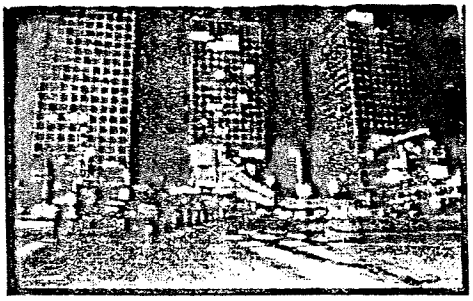
- Conventional Platform Trailers, Light Range
- Conventional Platform Trailers, Heavy Range
- Self propelled Platform Trailers

Conventional Platform Trailers - Light Range
These platform trailers, manufactured by Scheuerle, are used normally for Special Road Transports. They can be pushed or pulled via a tow bar or a goose neck by a ballasted prime mover. The latter configuration resembles a lowloader as mentioned before. The Light Range is available in configurations up to 10 axle lines. Some performance data are:

Axle line	2 axles / 4 wheels
Maximum load	16 Te / axle line
Own weight	4 Te / axle line
Width	2.75 metres
Axle line c.o.c.	1.40 metres
Transport height	1.00 metres
Lifting stroke	± 0.20 metres

Conventional Platform Trailers - Heavy Range
These platform trailers, manufactured by Goldhofer, type THP/SL, are available with 4 and 8 axle lines. They are used for both Special Road Transports as Special Off Road Transports, and can be pushed or pulled by a ballasted prime mover. Some performance data are:

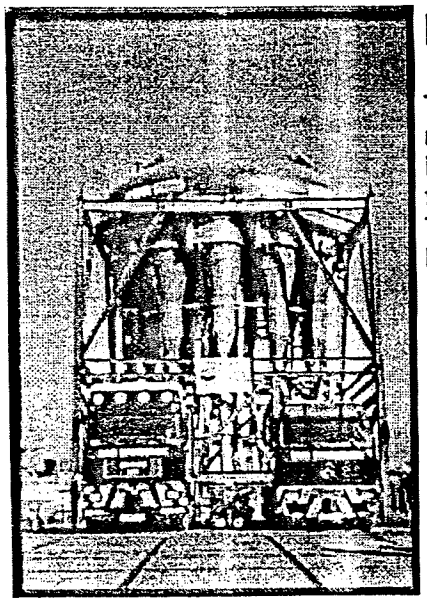
Axle line	2 axles / 8 wheels
Maximum load	29 Te / axle line
Own weight	4 Te / axle line
Width	3.00 metres
Axle line c.o.c.	1.50 metres
Transport height	1.00 metres
Lifting stroke	0.40 metres



Self propelled Platform Trailers

Self propelled platform trailers are normally used for Special Off Road Transports and are powered by an external co-moving power pack that is connected to the trailers. Axle lines of all modules can be steered independently, which provides for a high rate of manoeuvrability. Some steering modes are: normal, transversal, diagonal and caroussel. The steering centre can be changed to any direction. All operations with the self propelled platform trailers are computer controlled by only one engineer by remote control. The self propelled platform trailers in the Van Seumeren fleet are manufactured by Kamag and come in 4 and 6 lines modules. Some performance data are:

2 axles / 4 wheels	2 axles / 4 wheels
Maximum load	34 Te / axle line
Own weight	4.5 Te / axle line
Width	2.43 metres
Axle line c.o.c.	1.40 metres
Transport height	1.20 metres
Lifting stroke	0.60 metres
Maximum speed full load	6 Km/h



Prime movers

The Van Seumeren fleet comprises four basic prime mover types. The latest investment by Van Seumeren in prime movers is the 4 axle Mercedes, type Actros. It features a totally new concept of engine technology. The performance of the various prime movers is listed below:

4 axle MAN	368	KW	500	HP
3 axle Mercedes	280	KW	380	HP
4 axle Mercedes	320/368/420	KW	440/500/570	HP

BIJLAGE XI

Hefcapaciteit [Van Seumeren; 1999] en [Smit Tak; 1999]

Checklist huur kranen

- *Gewicht van de last*
- *Maximaal voorkomende afstand hart kraan tot hart last (vlucht) en afmetingen tussenliggende obstakels*
- *Soort last, of afmetingen*
- *Niveau's van de last*
- *Is er voldoende ruimte om de kraan op te stellen?*
- *Speciaal hijsgereedschap of hulpmiddelen nodig?*
- *Is er een deskundige kraanassistent aanwezig voor het vastmaken van de lasten?*

Last in tonnen volgens NEN 2018 en 2022.
De aangegeven waarden dienen met het gewicht van hijsblokken en hijsgereedschappen verminderd te worden.

Maximum hefvermogens (in tonnen) diverse kranen, 66⅔ van de kiepkast

	Looplast		Hydraulische auto- en weg-/terreinkranen														
Kraan	48 tm	60 tm	25	25	30	35	40	45	45	50	70	90	130	150	200	300	400
	auto	auto	wt	wt	wt	wt	wt	auto	wt	wt	wt	wt	wt	wt	auto	auto	auto
Gleidengte Jiblengte	30	38	27 + 7,5	23 + 8	24,4 + 7,9	30,4 + 7,5	32,3 +17,6	30 + 11	30 + 14,5	31 + 16	35 + 18	45 + 20	50 + 17	50 + 24	50 + 43	50 + 70	50 + 84
Stempelbreedte	5,8	6,7	5,9	6,0	6,6	6,7	7,0	6,1	6,7	7,4	7,2	8,8	8,9	8,9	12,5	12,5	12,5
Vlucht (m) hart kraan hart last	Last in tonnen																
3,0	5,0	7,0	25,0	25,0	30,0	35,0	40,0	45,0	45,0	50,0	70,0	90,0	130,0	150,0	200,0	300,0	400,0
6,0	5,0	7,0	10,2	10,6	14,1	16,2	16,1	20,0	22,1	28,8	36,0	51,0	77,3	83,5	120,0	157,0	202,0
8,0	5,0	7,0	6,8	7,1	10,2	11,2	11,0	12,5	14,8	18,5	25,0	36,0	54,6	63,3	91,0	125,0	163,0
10,0	4,6	7,0	4,8	5,1	6,8	7,5	7,7	8,8	10,2	12,7	16,8	25,9	35,4	47,9	74,0	98,0	139,0
12,0	3,9	7,0	3,6	3,8	5,0	6,0	5,7	6,6	7,7	8,9	12,1	19,2	28,6	35,5	62,0	78,0	114,0
14,0	3,0	6,2	2,7	2,9	4,6	4,5	4,4	5,0	6,1	7,2	9,9	15,0	22,3	27,5	40,0	63,0	99,0
16,0	2,6	5,3	2,0	2,2	3,3	3,4	3,5	4,0	4,9	5,7	7,4	12,0	18,3	23,0	35,0	53,0	88,0
18,0	2,3	4,6	1,6	1,8	2,6	2,9	3,0	3,2	4,0	4,7	6,1	10,0	15,1	20,0	31,0	44,5	76,0
20,0	2,0	4,0	1,2	1,5	2,2	2,3	2,7	2,8	3,4	4,0	5,0	8,9	12,7	17,1	27,0	43,5	68,0
22,0	1,8	3,6	1,0	1,2	1,8	1,9	2,2	2,5	2,9	3,3	4,2	7,5	11,0	14,7	24,0	39,5	64,0
24,0	1,6	3,3	0,8	1,0	1,5	1,5	1,8	2,1	2,6	3,0	3,5	6,4	9,4	12,8	22,0	36,5	57,0
26,0	1,5	3,0	0,6	0,8	1,4	1,2	1,4	1,8	2,3	2,5	2,9	5,5	8,2	11,2	16,0	32,5	51,0
28,0	1,3	2,7			1,2	1,0	1,3	1,5	2,0	2,2	2,6	4,8	7,3	9,8	14,0	30,5	46,5
30,0	1,2	2,5			1,0	0,8	1,3	1,3	1,7	1,8	2,4	4,2	6,3	8,7	13,0	28,2	42,5
32,0		2,1					1,0		1,5	1,6	2,1	3,6	5,6	7,7	11,0	25,2	39,5
34,0		1,9					0,7		1,3	1,4	1,8	3,0	5,0	6,9	10,0	24,2	36,5
36,0		1,8							1,1	1,2	1,7	2,8	3,3	6,1	9,0	22,5	33,5
38,0		1,7							1,1	1,2	1,5	2,7	2,7	5,5	7,2	20,5	31,5
40,0									0,9	1,0	1,4	2,5	2,8	4,9	6,4	17,6	29,5
44,0											1,0	2,0	2,1	3,6	5,1	17,0	26,0
48,0												1,6	1,9	2,8	4,1	14,0	23,2
52,0												1,2	0,9	2,1	3,0	12,4	20,5
56,0														1,9	2,0	9,8	18,0
60,0														0,9	1,6	9,5	16,9
64,0															1,0	7,2	15,1
68,0																6,0	13,9
72,0																2,7	12,4
76,0																2,3	11,4
80,0																1,8	10,2
84,0																	8,0
88,0																	7,3
92,0																	6,0
96,0																	3,8
100,0																	3,7

Al onze transakties en leveringen geschieden onder onze algemene bedingen en leveringsvoorwaarden van de vanuit welke is geopereerd ter Griffie van de Arrondissementsrechtbank te Arnhem.

'Taklift 1'

800/1100 tonnes lifting capacity

Main sheerlegs and flyjib tackles can operate simultaneously. Load capacity on request.

Call sign
PHWR

Classification
Bureau Veritas I
3/3 d ✠ coastal service
deepsea towed pontoon 1.1. E
certificate S.I. coastal service E.

Year of construction
1969

Dimensions

length o.a.	60.35 m
breadth	23.80 m
depth	5.60 m
draught	2.90 m
sailing height sea	19.1 m
sailing height inland	11.80 m
gross tonnage	2308.0 RT
nett tonnage	893.3 RT

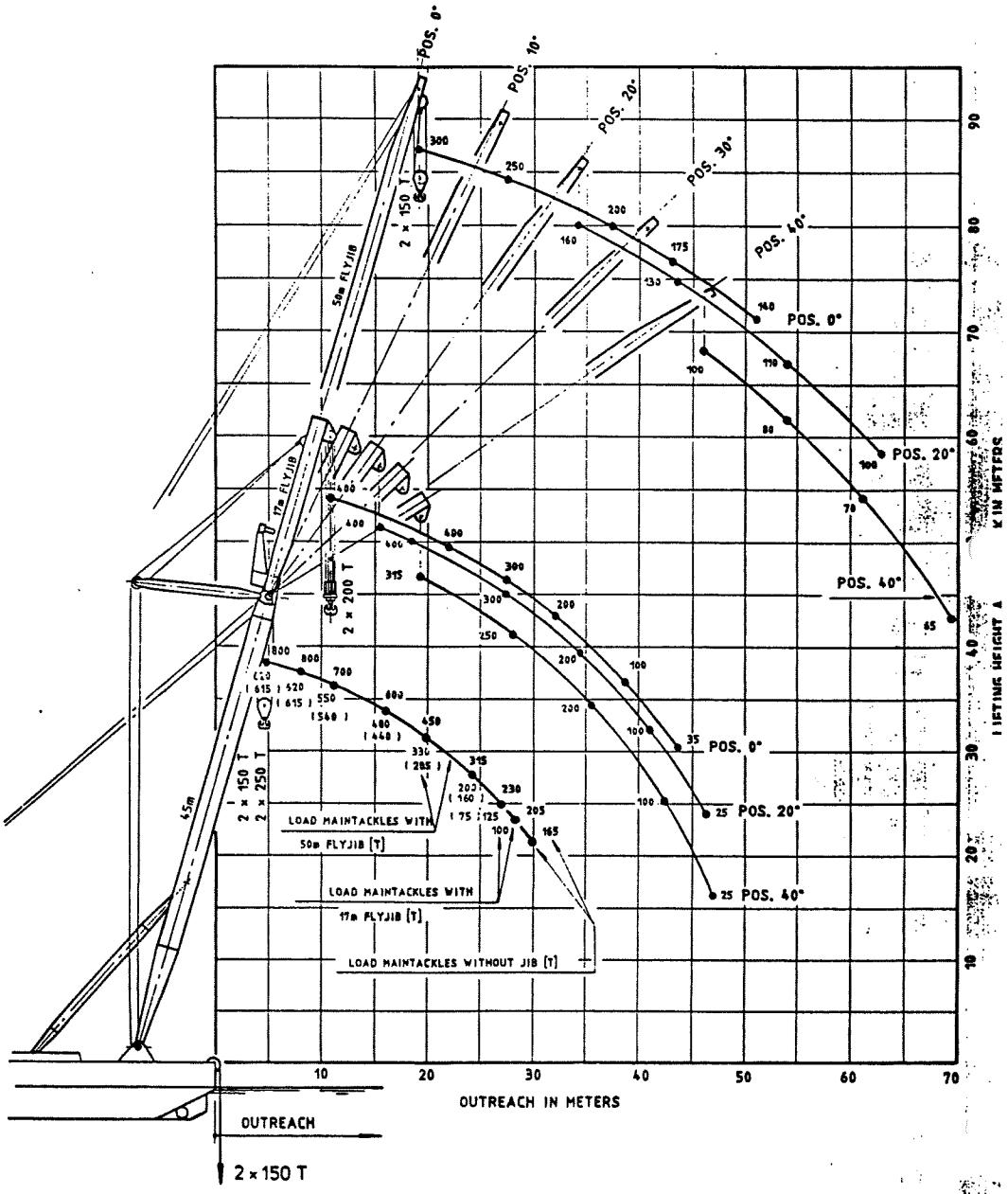
Propulsion
2 x 390 kW

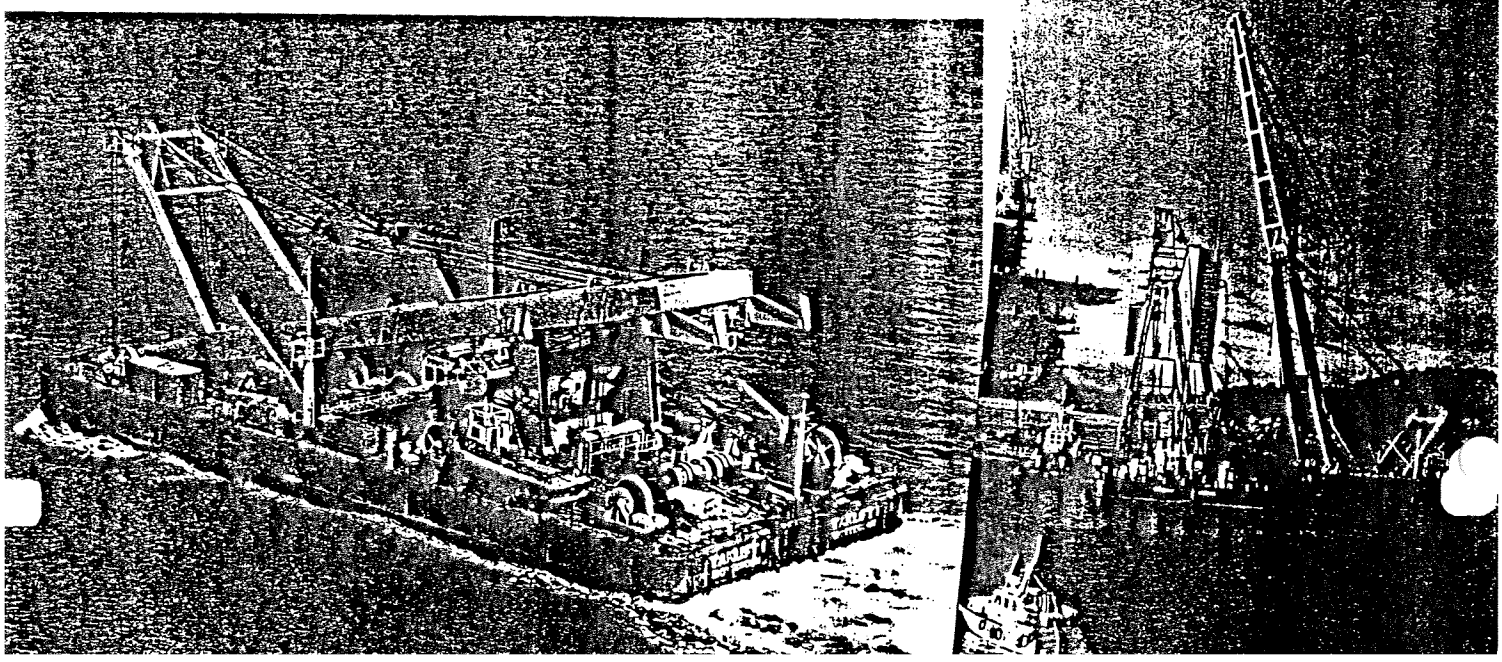
Bowthruster
1 x 162 kW

Accommodation
21 persons

Anchorwinches
Aft
1 x 12,5 T, 275 m, ø 62 mm chain
Forward
1 x 12,5 T, 275 m, ø 62 mm chain

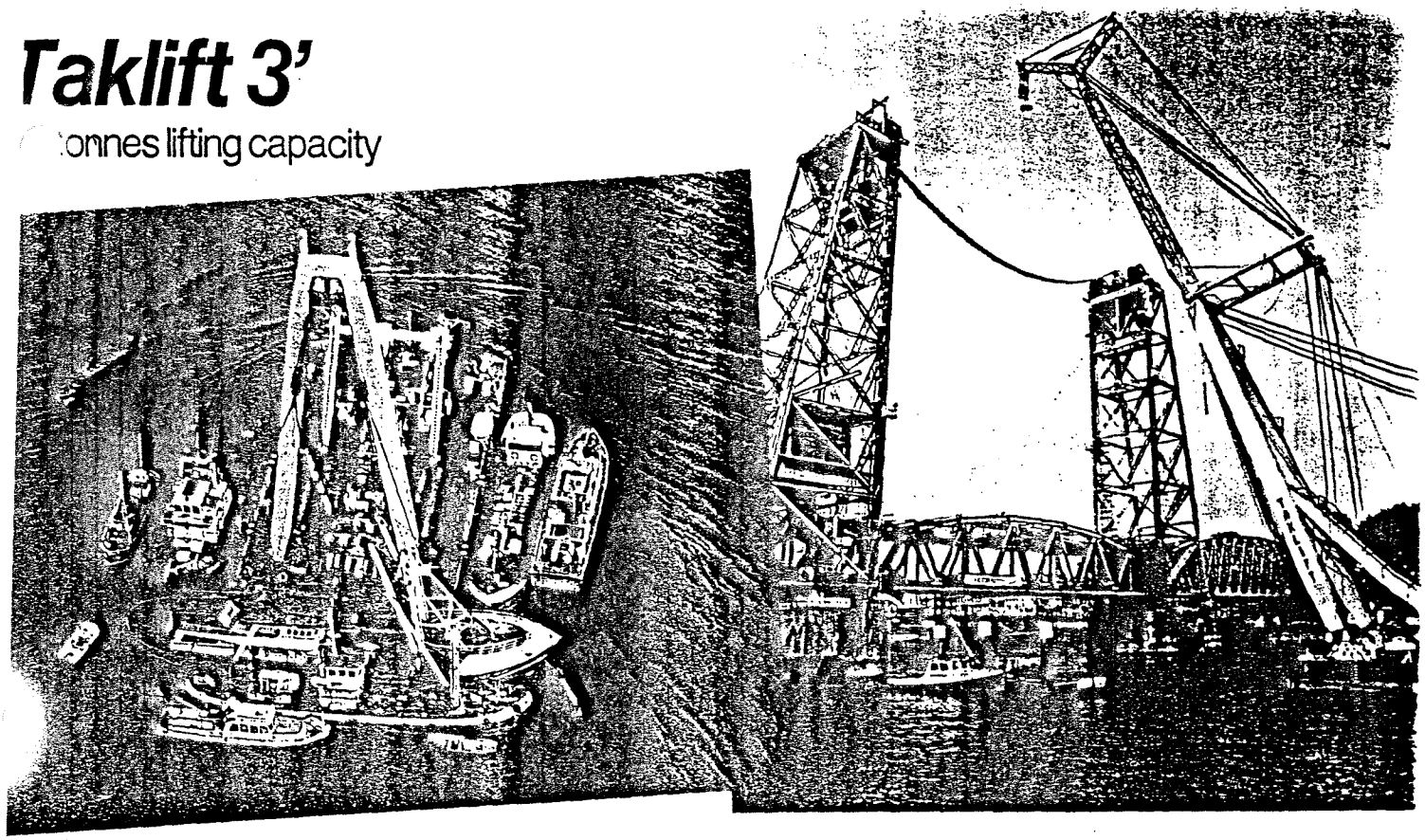
Mooring winches
Aft
3 x 12,5 T, 250 m, ø 38 mm wire
Forward
5 x 12,5 T, 250 m, ø 38 mm wire

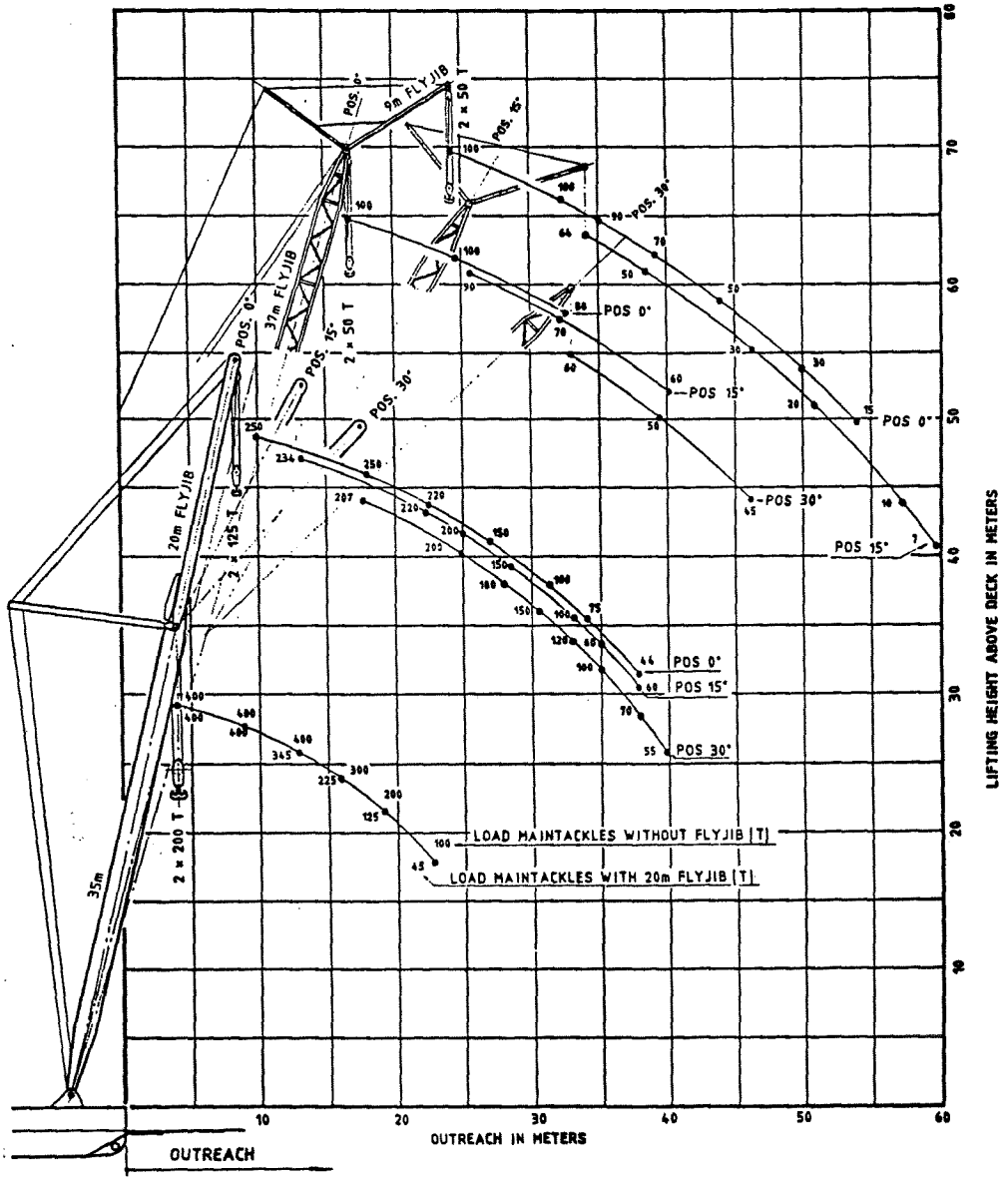




Taklift 3'

onnes lifting capacity





Call sign
PHWY

Classification
GL ✢ 100 A4
Dutch shipping directorate for unrestricted towed service.

Year of construction
1967

Dimensions

length o.a.	46.44 m
breadth	20.00 m
depth	3.60 m
draught	1.60 m
sailing height sea	16 m
sailing height inland	6.9 m
gross tonnage	1001.62 RT
nett tonnage	641.88 RT

Propulsion
2 x 240 kW

Bowthruster
1 x 110 kW

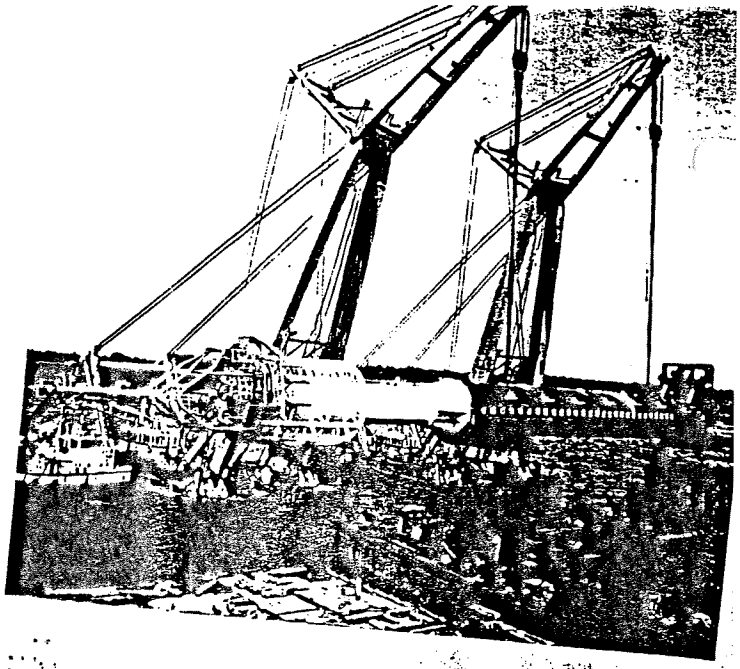
Accommodation
13 persons

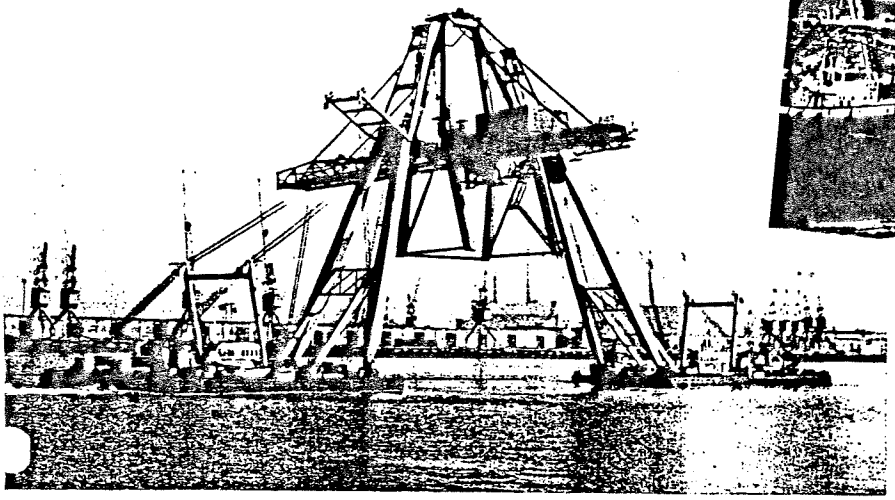
Anchorwinches
Aft
2 x 6,8 T, 275 m, ø 38 mm chain
Forward
1 x 12,5 T, 180 m, ø 40 mm chain

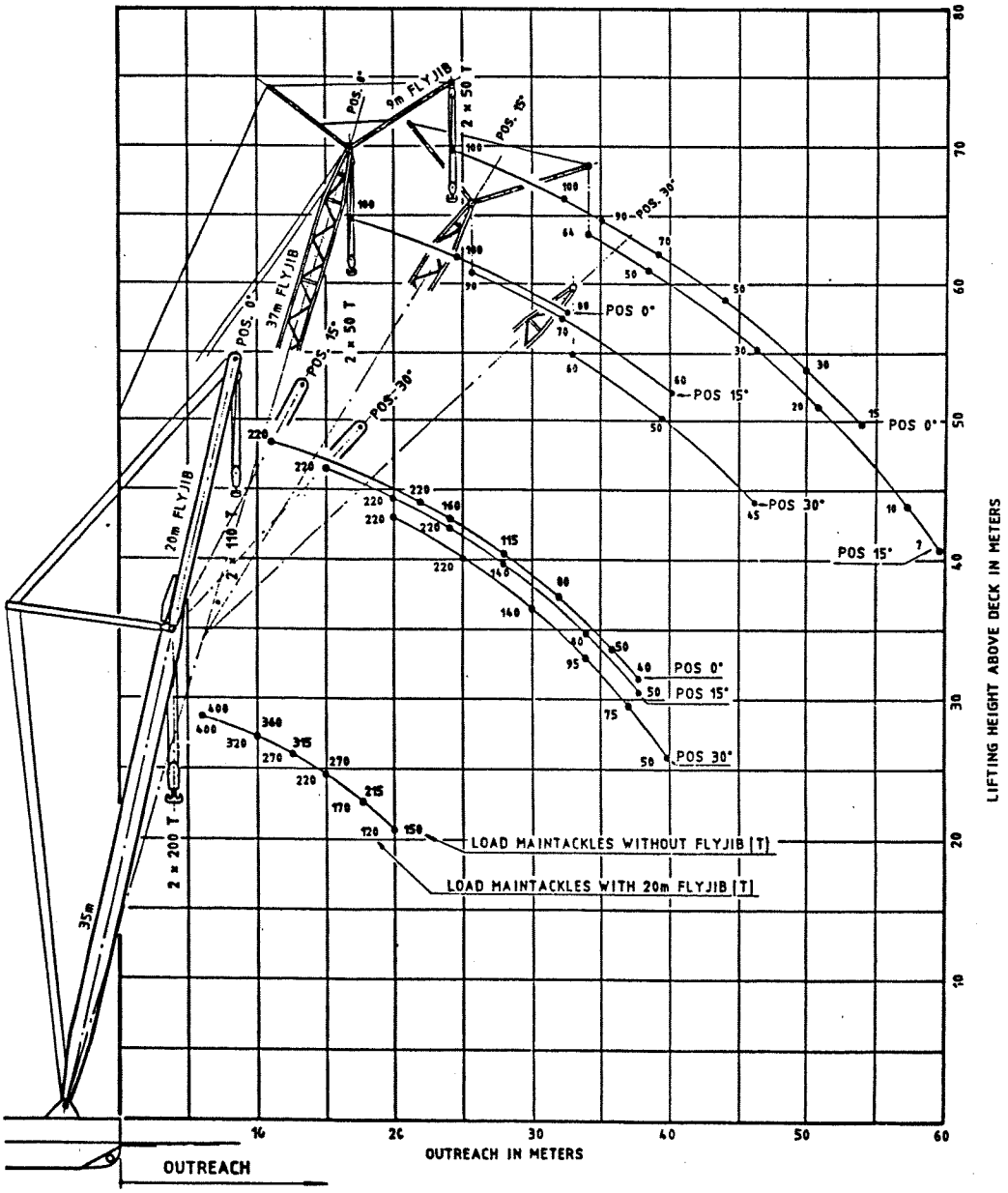
Mooring winches
Aft
3 x 10/5 T, 250 m, ø 28 mm wire
Forward
2 x 10/5 T, 250 m, ø 28 mm wire

'Taklift 5'

400 tonnes lifting capacity







Call sign
PHXF

Classification
GL ✠ 100 A4 M

Year of construction
1968

Dimensions

length o.a.	46.55 m
breadth	20.00 m
depth	3.60 m
draught	1.60 m
sailing height sea	16 m
sailing height inland	6.9 m
gross tonnage	912 RT
nett tonnage	568 RT

Propulsion
2 x 200 kW

Bowthruster
1 x 88 kW

Accommodation
12 persons

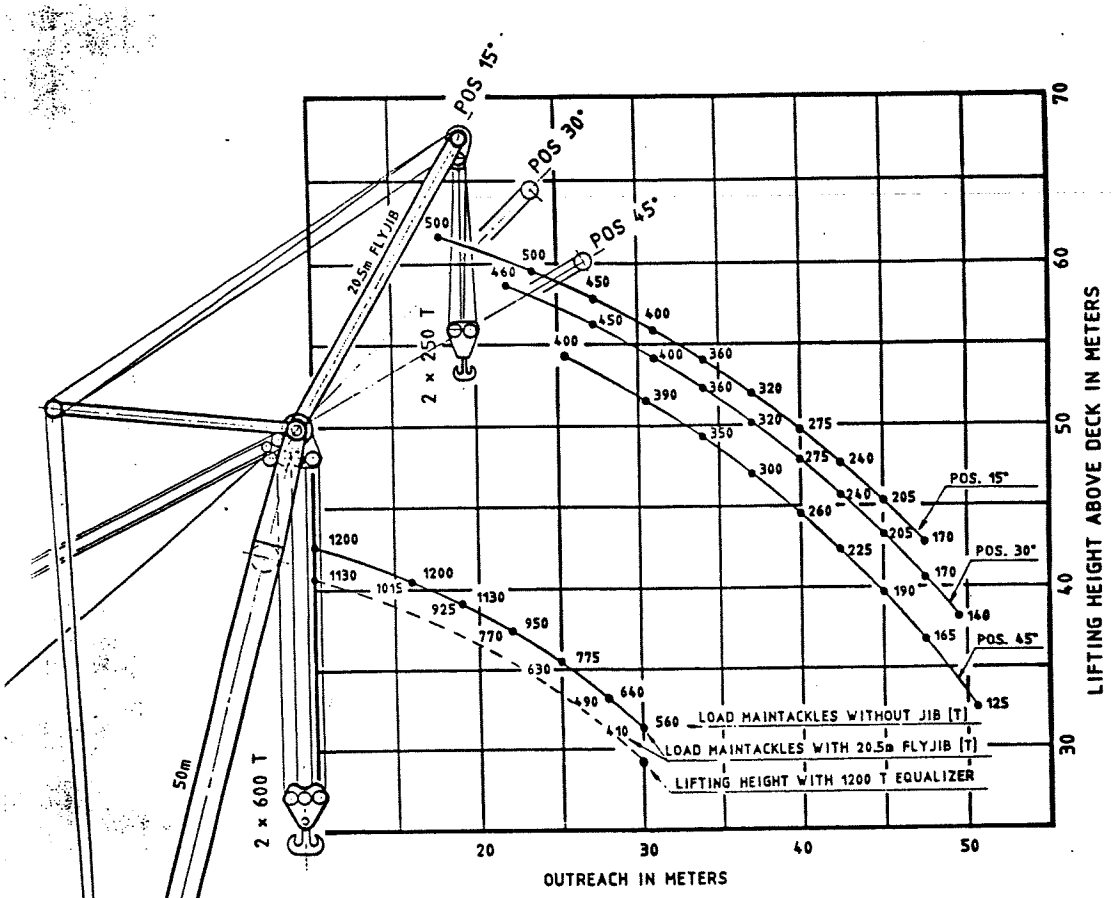
Anchorwinches
Aft
2 x 5 T, 189 m, ø 38 mm chain

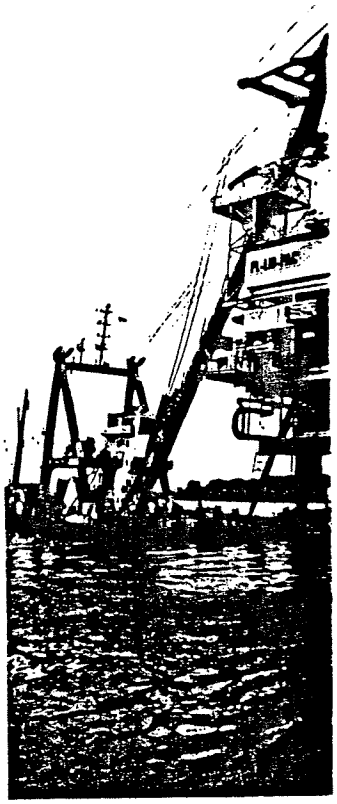
Mooring winches
Aft
2 x 10/5 T, 250 m, ø 28 mm wire
Forward
2 x 10/5 T, 250 m, ø 28 mm wire

Taklift 6/7'

0/1600 tonnes lifting capacity

Main sheerlegs and flyjib tackles can operate simultaneously. Load capacity on request.





'TAKLIFT 6'

Call sign
PHWB

Classification
GL ✠ 100 A4 MC

Year of construction
1975

Dimensions

length o.a.	72.56 m
breadth	30.50 m
depth	5.50 m
draught	2.50 m
sailing height sea	40 m
sailing height inland	40 m
gross tonnage	3297 RT
nett tonnage	989 RT

Propulsion
2 x 460 kW

Bowthruster
2 x 184 kW

Accommodation
32 persons

Anchorwinches
Aft
1 x 10 T, 235 m, ø 56 mm chain

Mooring winches
Aft
3 x 10/5 T, 220 m, ø 28 mm wire
2 x 30/10 T, 1000 m, ø 50 mm wire
Forward
3 x 10/5 T, 220 m, ø 28 mm wire
2 x 30/10 T, 1000 m, ø 50 mm wire

'TAKLIFT 7'

Call sign
SJQL

Classification
GL ✠ 100 A4 MC

Year of construction
1976

Dimensions

length o.a.	72.56 m
breadth	30.50 m
depth	5.50 m
draught	2.50 m
sailing height sea	40 m
sailing height inland	40 m
gross tonnage	3513 RT
nett tonnage	2048 RT

Propulsion
3 x 460 kW

Bowthruster
2 x 368 kW

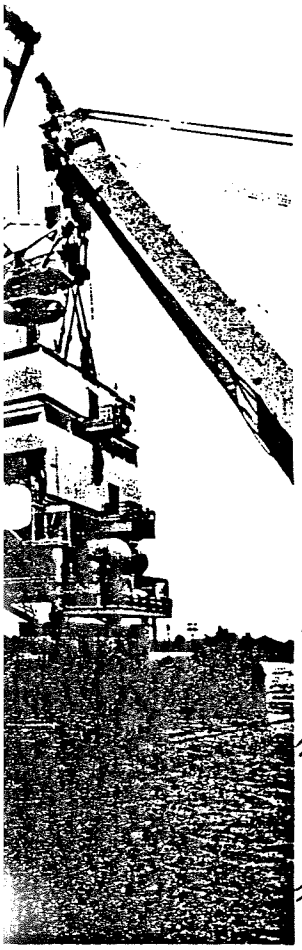
Accommodation
34 persons

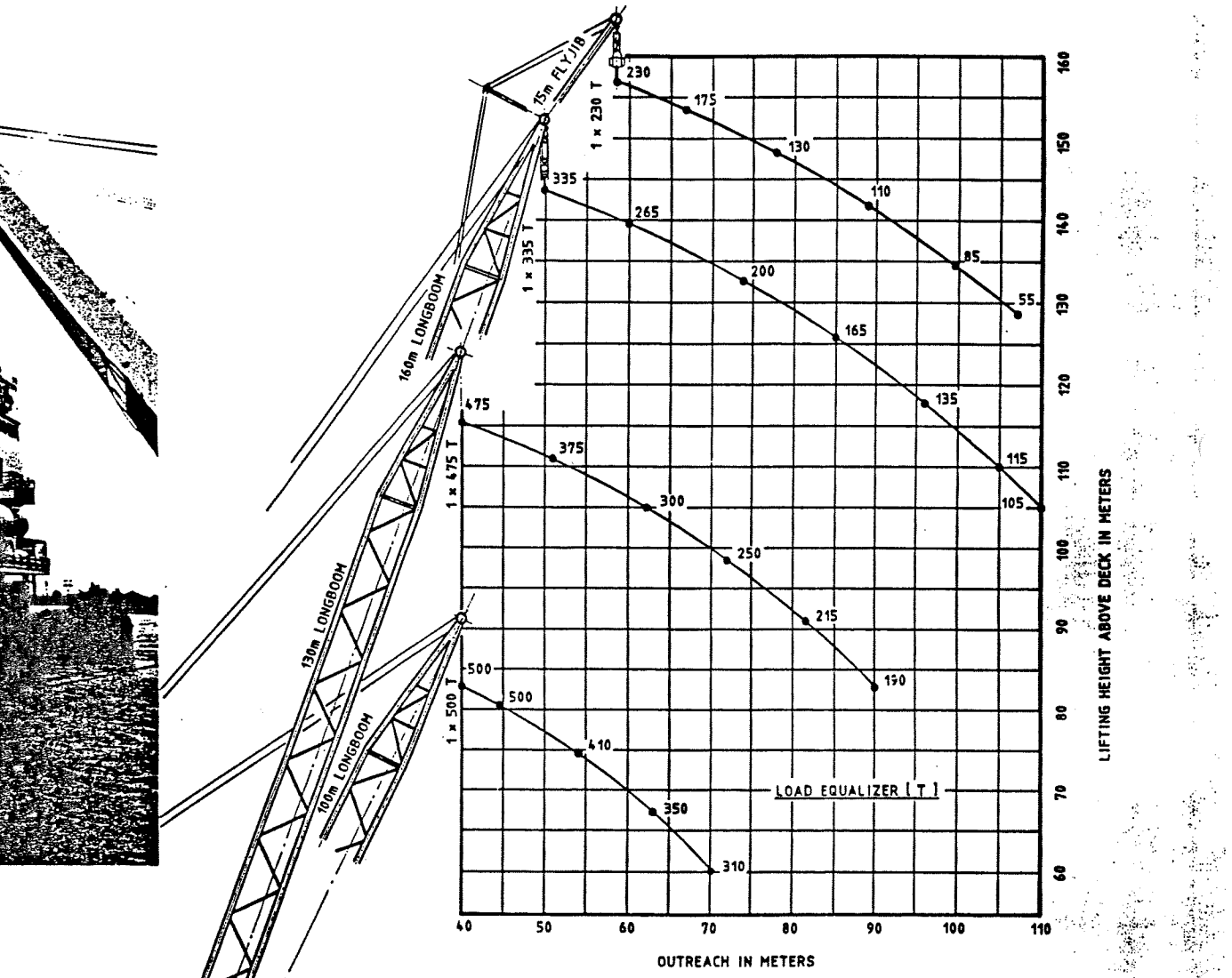
Anchorwinches
Aft
1 x 10 T, 235 m, ø 56 mm chain

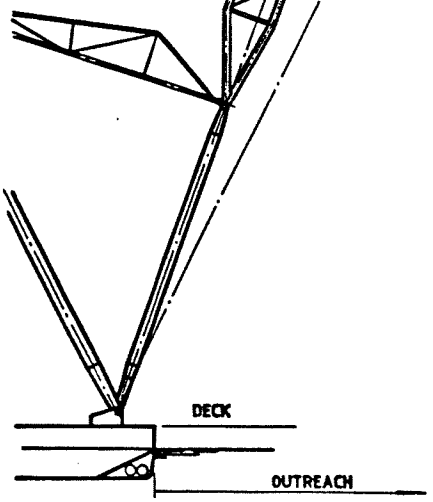
Mooring winches
Aft
2 x 10/5 T, 220 m, ø 28 mm wire
2 x 30/10 T, 1000 m, ø 50 mm wire
Forward
4 x 10/5 T, 220 m, ø 28 mm wire
2 x 30/10 T, 1000 m, ø 50 mm wire

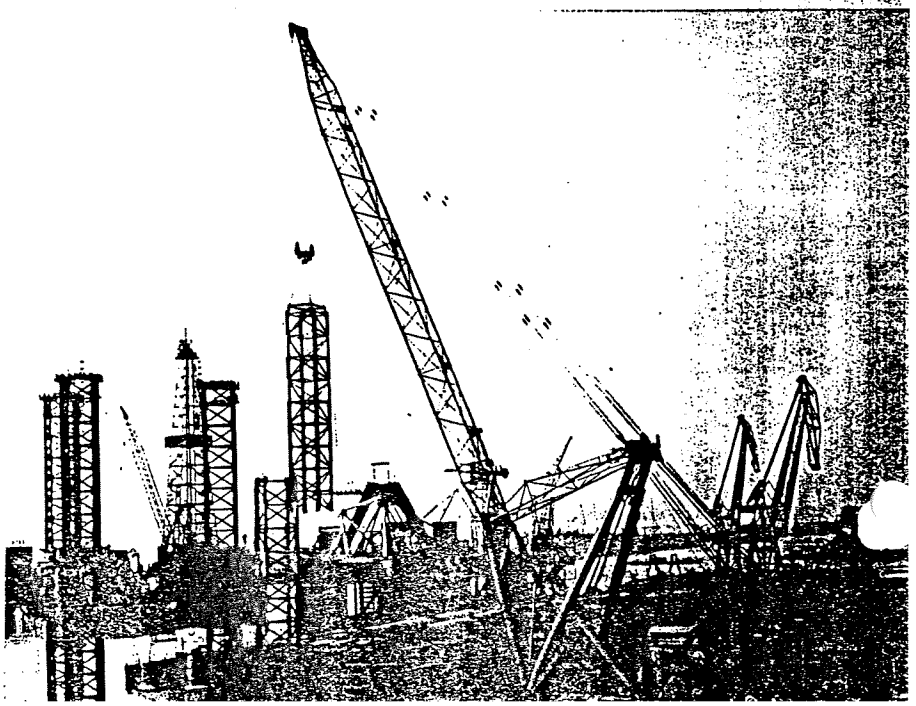
'Taklift 6/7' with Longboom

00 tonnes lifting capacity









Ge

Call sign	9 V 5356
Classification	ABS A1(E) AMS
Port of Registry	Singapore

Dimensions

Length	91.35	m
Beam	43.35	m
Depth	8.50	m
Draught min.	2.75	m
Draught max.	7.25	m
Sailing height min.	56.00	m
Gross tonnage	10.560	R.T.
Nett tonnage	3.168	R.T.

Accommodation

20 persons
Can be increased

Propulsion

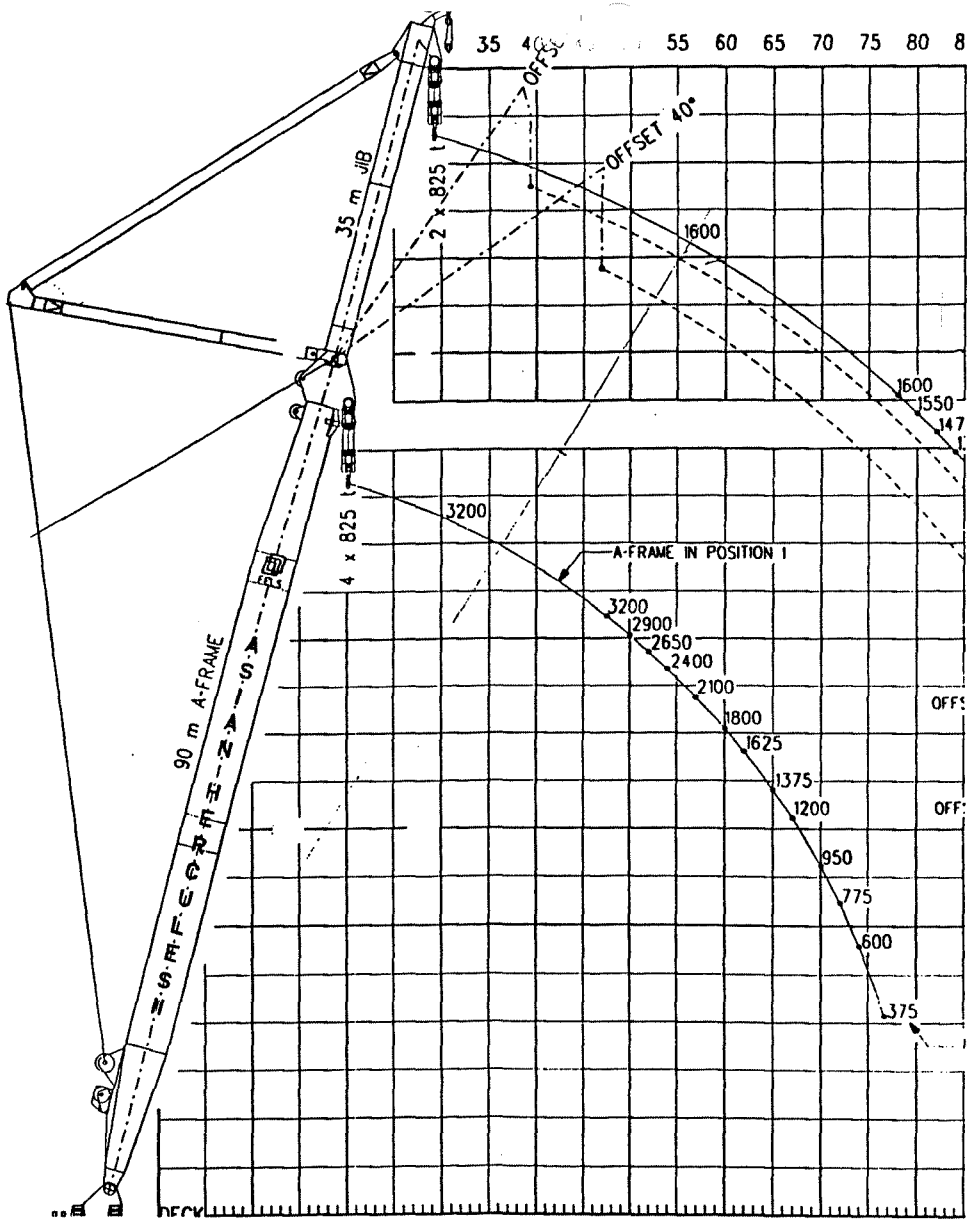
4 x 1175 kW Azimuth

Deck Load

15 T/M²

Mooring winches

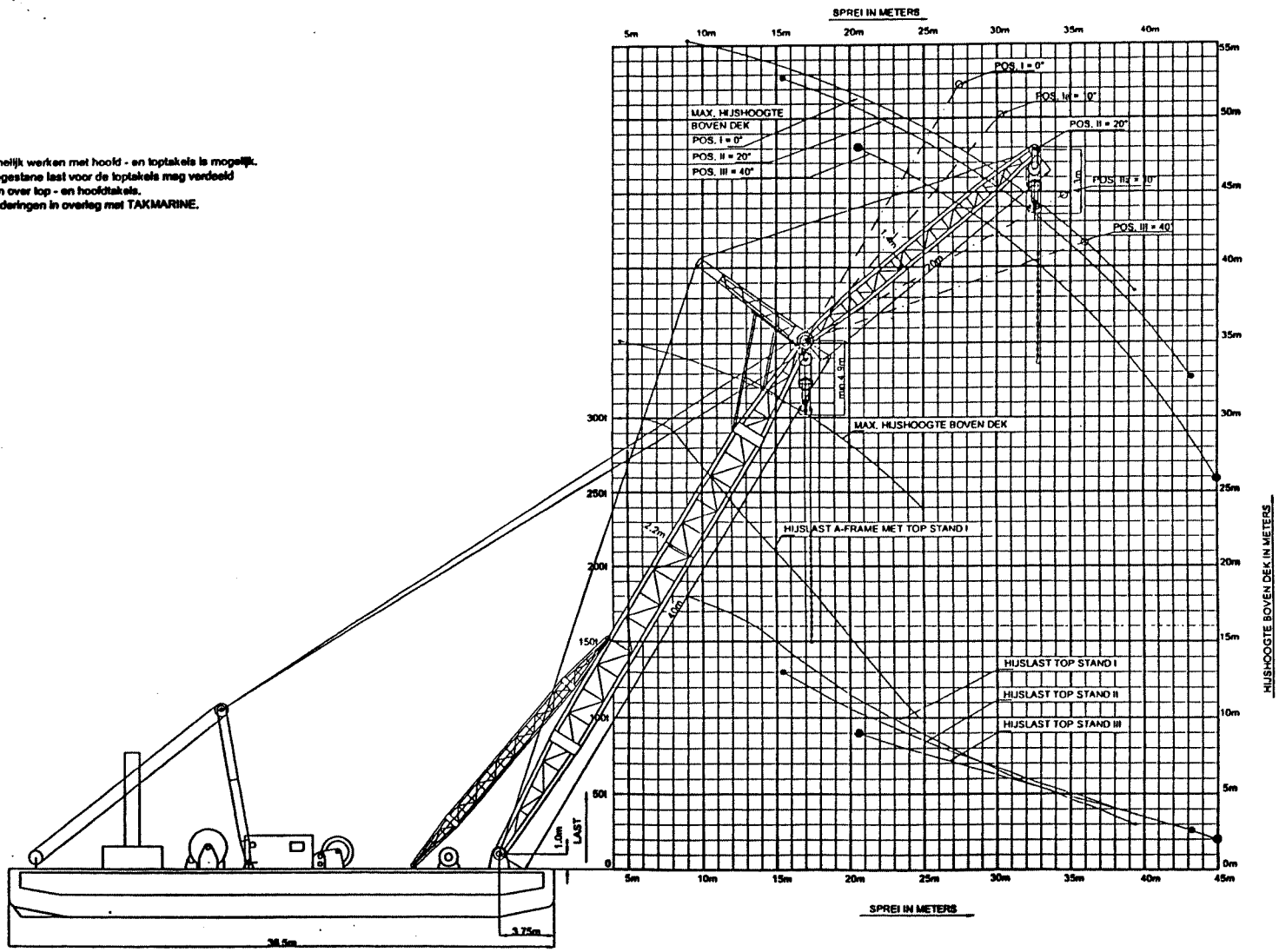
8 point mooring 30 t.Cap. 1000 m
of 44 mm diam. wire rope

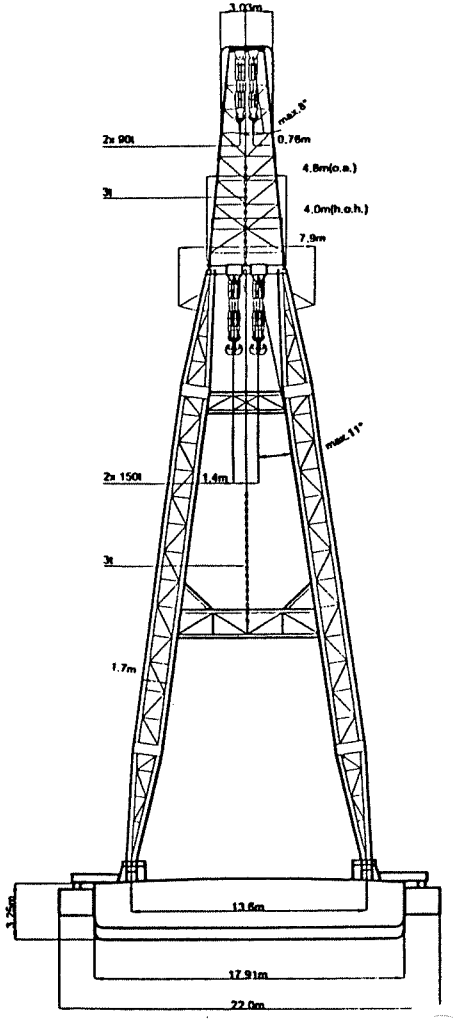


TAKMARINE B.V.
MARITIEME DIENSTVERLENING

AJAX
met 20m top
+ zijpontons

Gezamelijk werken met hoofd - en toptakels is mogelijk.
De toegestane last voor de toptakels mag verdeeld worden over top - en hoofdtakels.
Uitzonderingen in overleg met TAKMARINE.

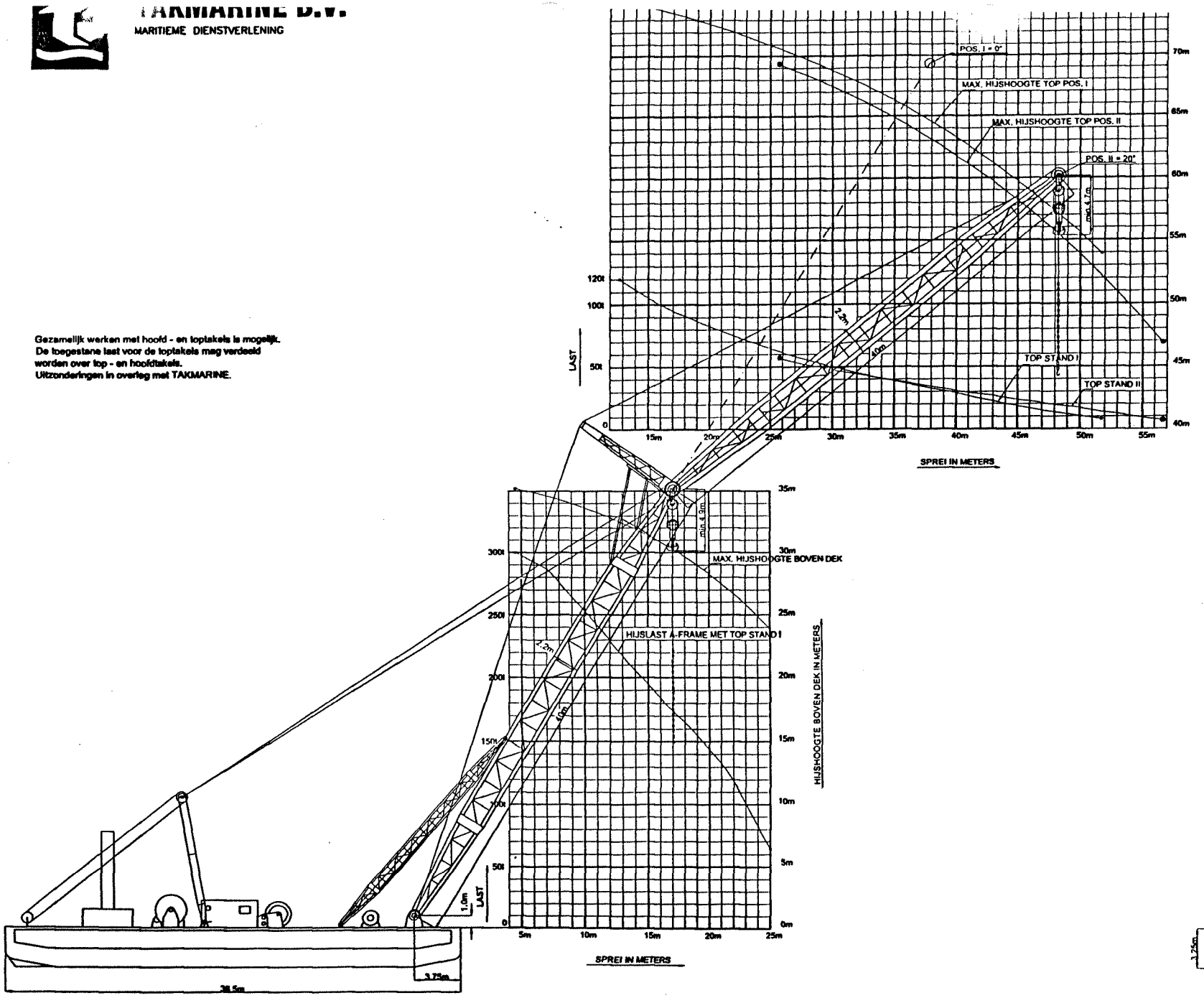


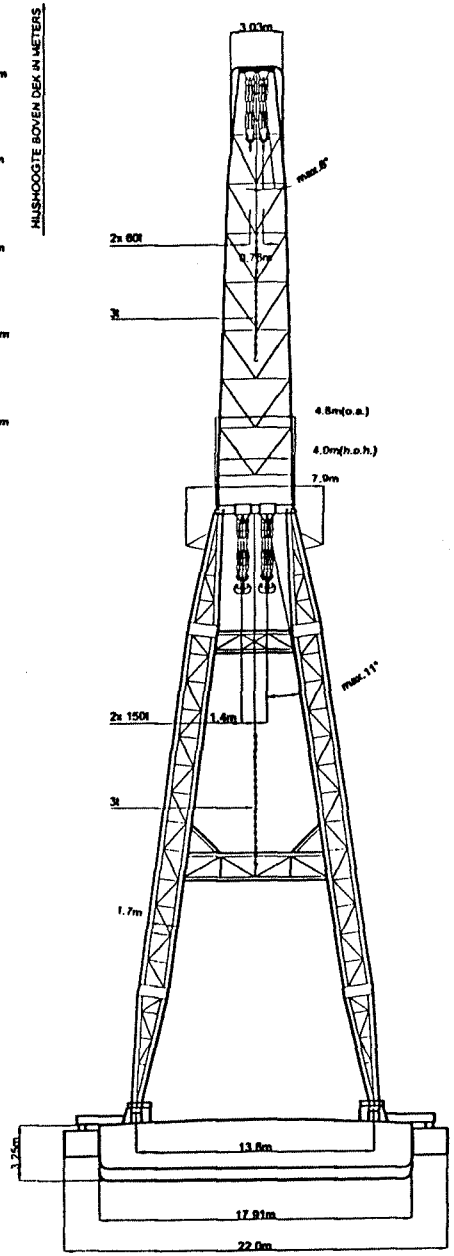


TAKMARINE B.V.
MARITIEME DIENSTVERLENING

met 40m top + zijpontons

Gezamelijk werken met hoofd - en toptakels is mogelijk.
De toegestane last voor de toptakels mag verdeeld worden over top - en hoofdtakels.
Uitzonderingen in overleg met TAKMARINE.

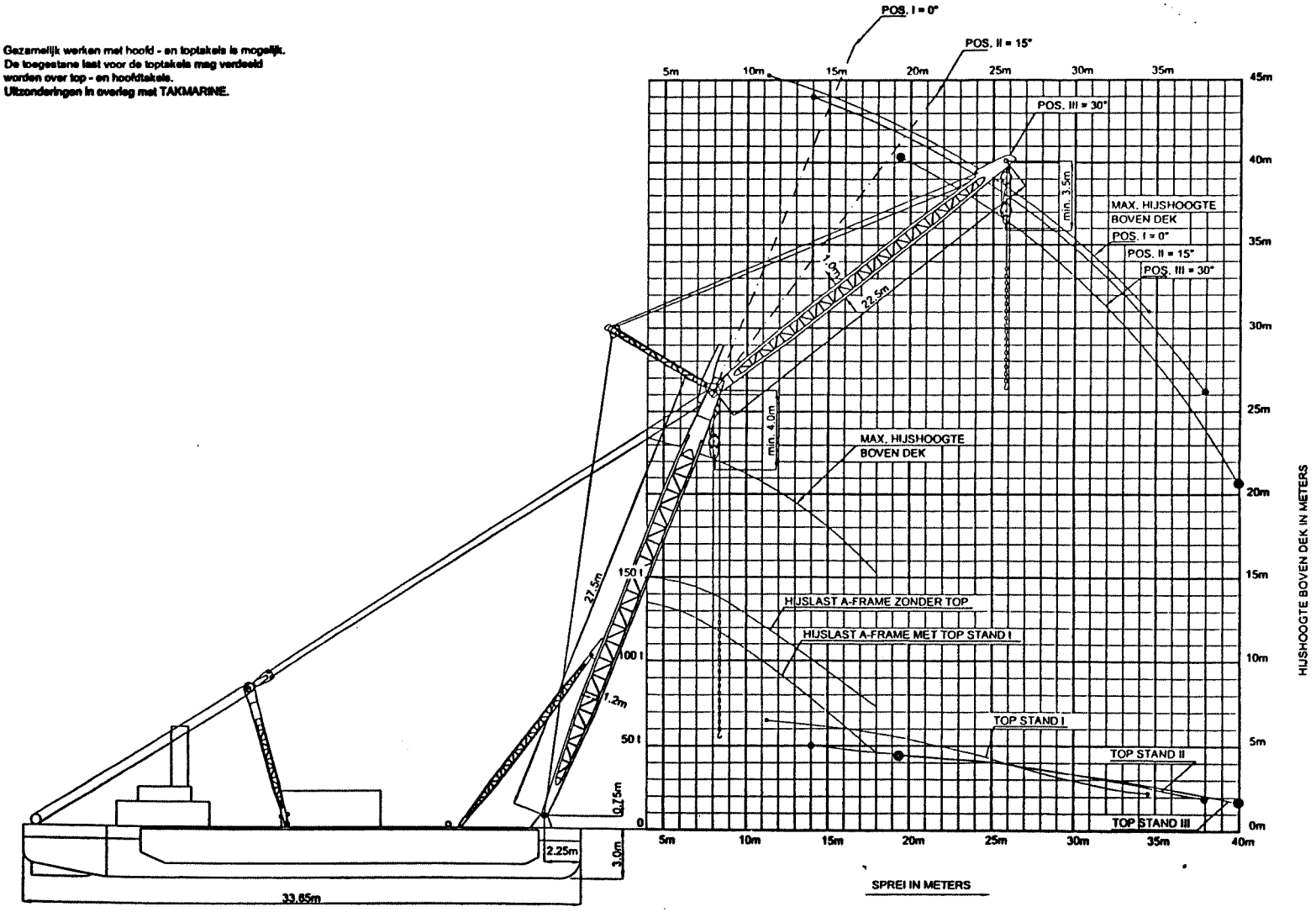


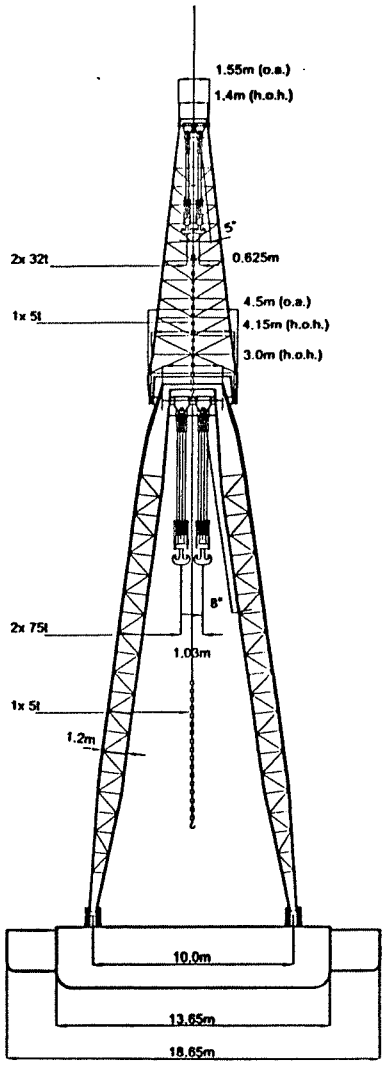


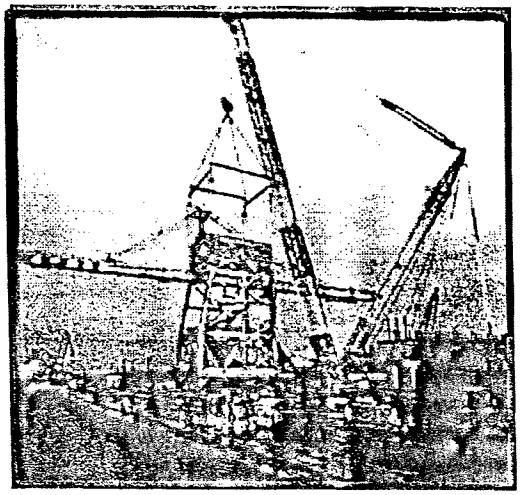
TAKMARINE B.V.
MARITIEME DIENSTVERLENING

LIMBURGIA

Gezamelijk werken met hoofd - en toptakels is mogelijk.
De toegestane last voor de toptakels mag verdeeld worden over top - en hoofdtakels.
Uitzonderingen in overleg met TAKMARINE.







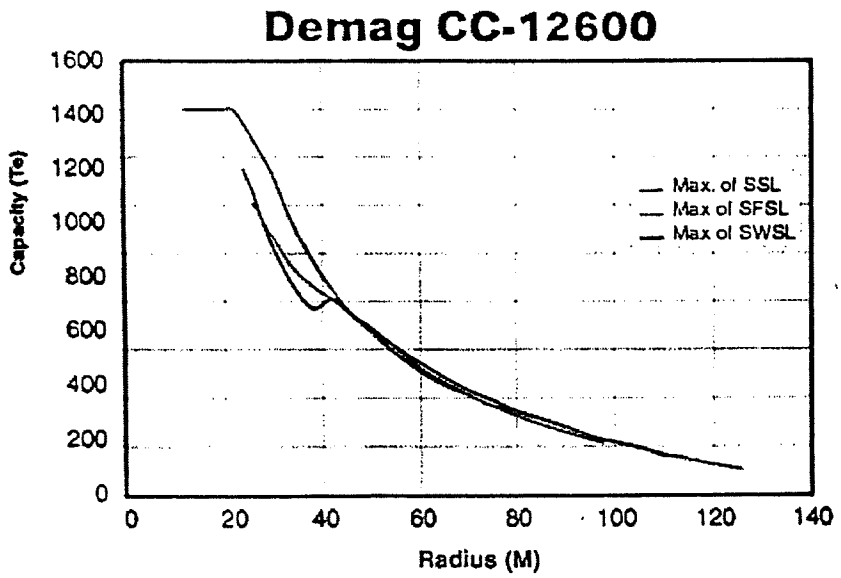
CC-12600

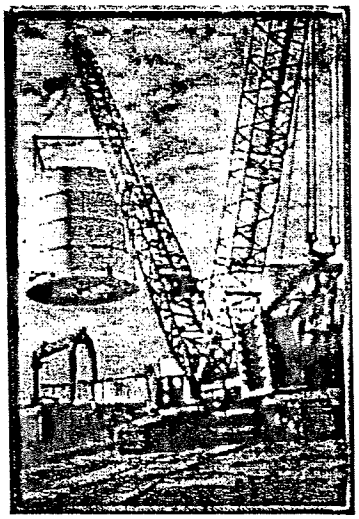
In 1996, Van Seumeren, in joint venture with the Belgium steel erection compagny Pirson Montage SA., decided to invest in the design and development of the biggest single bodied crawler crane in the world, the Demag CC-12600.

Crucial to the concept of this crane was to be it's ease and costs of transportation. Despite its size, no indivi-dual part weighs more than 60 tonnes or has maximum transport dimensions exceeding 4 metres width or 3.4 metres height. This complies with the transport regulations in most countries and helps to keep transport costs low. Approximately 150 trucks are needed to transport the crane pieces. Assembly and disassembly time is also an essential part of cost calculations and the design reflects this down the smallest details. Using six men, the crane takes roughly one week to build.

Capacity	1600 Tonnes on	22 metres radius
Capacity	800 Tonnes on	42 metres radius
Capacity	400 Tonnes on	70 metres radius
Mainboom		138 metres
Mainboom+ jib		114 metres + 120 metres

- Capable of crawling under full load on the mainboom and 75% on jib.
- Superlift on carrier always available during operation
- Duplication of crane operating systems to reduce down-time costs.
- Road transport for all crane parts easily Capacity (Te)



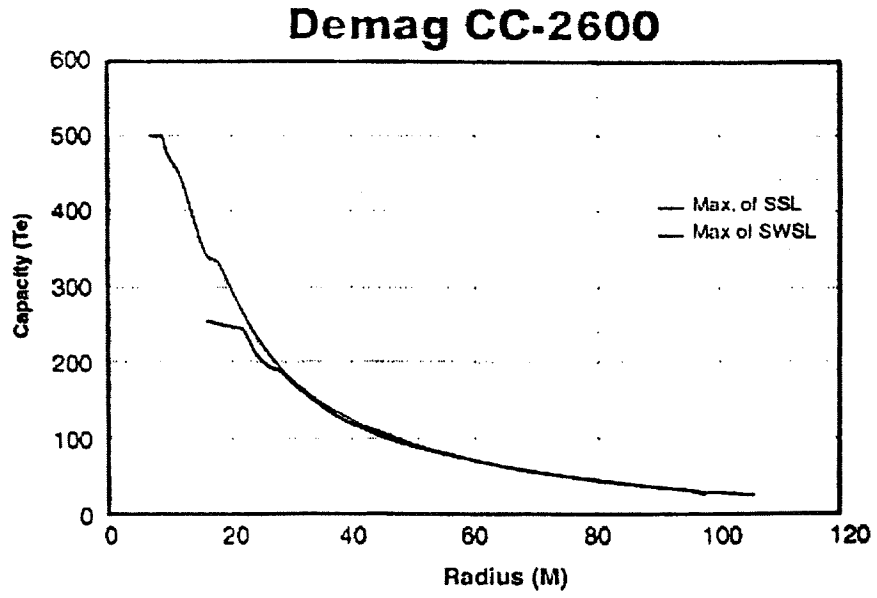


CC-2600

At the beginning of 1997 the Van Seumeren fleet was expanded with a nominal lifting capacity of 500 tonnes, a latest generation CC2600. This exeptionally advanced crane has a mainboom of 120 metres and the possibility to rig 78 metres mainboom and 78 metres flyjib. A great advantage of the crane is the speed of assembly and dismantling. Furthermore the crane includes a vary of equipment allowing a wide variety lifting possibilities.

Capacity	500 Tonnes on	9 metres radius
Capacity	300 Tonnes on	20 metres radius
Capacity	125 Tonnes on	40 metres radius
Mainboom		120 metres
Mainboom+ jib		78 metres + 78 metres

- Quick assembly and dismantling time.
- A vary of equipment answering to all kinds of different lifting confiqurations.
- Compact design.

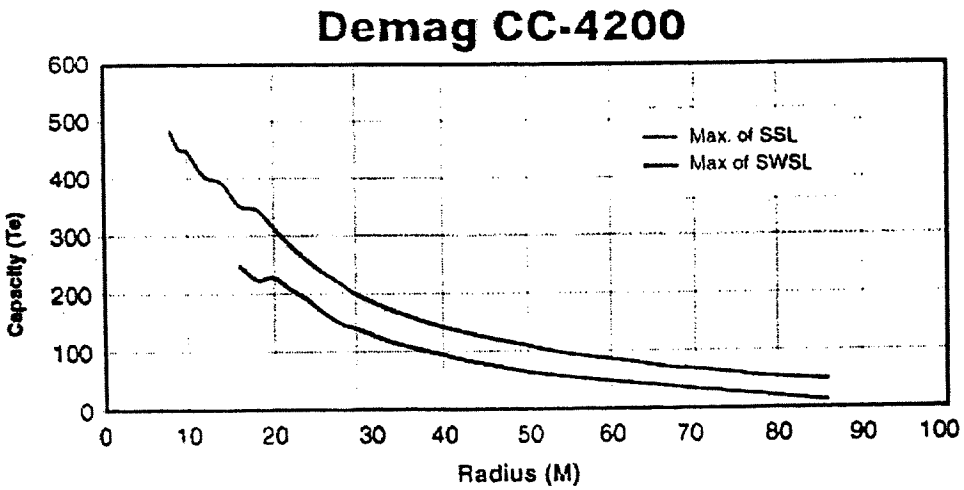


CC-4200

The PC/CC 4200 is an exeptional piece of equipment. This specially designed crane with a nominal lifting capacity of 600 tonnes can be configured as a Pedestal crane or a Crawler crane and has a variety of possible combinations between. The crane has a specially designed system that enhances the mobillity of equipment from site to site. The mainboom is 84 metres long without Superlift or 105 metres with Superlift. A flyjib with a maximum length of 84 metres can be fitted. It's back mast can be used at a variety of radi. As this crane is so diverse, it can be used in all kinds of working environments. The delivery of this Demag crane took place in 1991.

Capacity	450 Tonnes on	10 metres radius
Capacity	315 Tonnes on	20 metres radius
Capacity	160 Tonnes on	40 metres radius
Mainboom		105 metres
Mainboom+ jib		84 metres + 84 metres

- High capacity in very tight spaces.
- Can be used as a Pedestal crane, Crawler crane or has a hybrid between the two.
- The crane has a specially designed system that enhances the mobillity of equipment from site to site.
- Because of the diversity, the crane can be employable in all kinds of working areas.

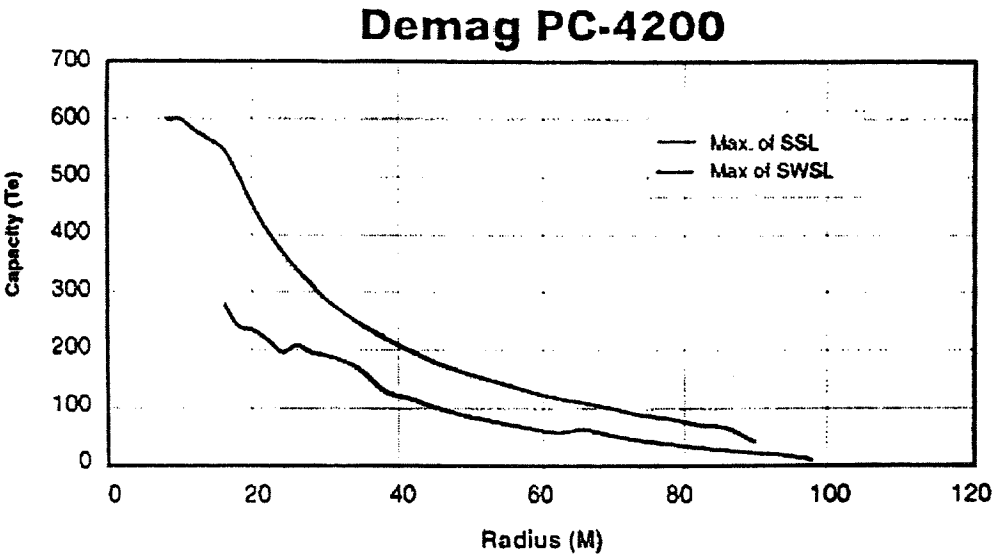


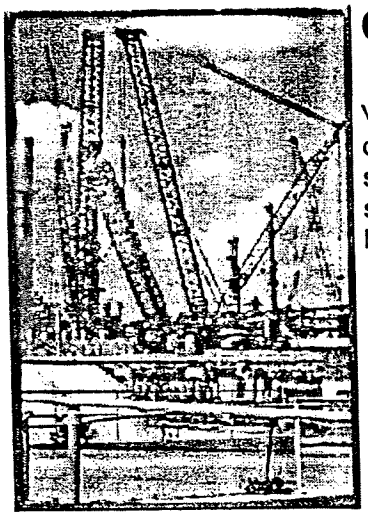
PC4200

The PC/CC 4200 is an exeptional piece of equipment. This specially designed crane with a nominal lifting capacity of 600 tonnes can be configured as a Pedestal crane or a Crawler crane and has a variety of possible combinations between. The crane has a specially designed system that enhances the mobillity of equipment from site to site. The mainboom is 84 metres long without Superlift or 105 metres with Superlift. A flyjib with a maximum length of 84 metres can be fitted. It's back mast can be used at a variety of radi. As this crane is so diverse, it can be used in all kinds of working environments. The delivery of this Demag crane took place in 1991.

Capacity	600 Tonnes on	10 metres radius
Capacity	450 Tonnes on	20 metres radius
Capacity	210 Tonnes on	40 metres radius
Mainboom		105 metres
Mainboom + jib		84 metres + 84 metres

- High capacity in very tight spaces.
- Can be used as a Pedestal crane, Crawler crane or has a hybrid between the two.
- The crane has a specially designed system that enhances the mobillity of equipment from site to site.
- Because of the diversity, the crane can be employable in all kinds of working areas.



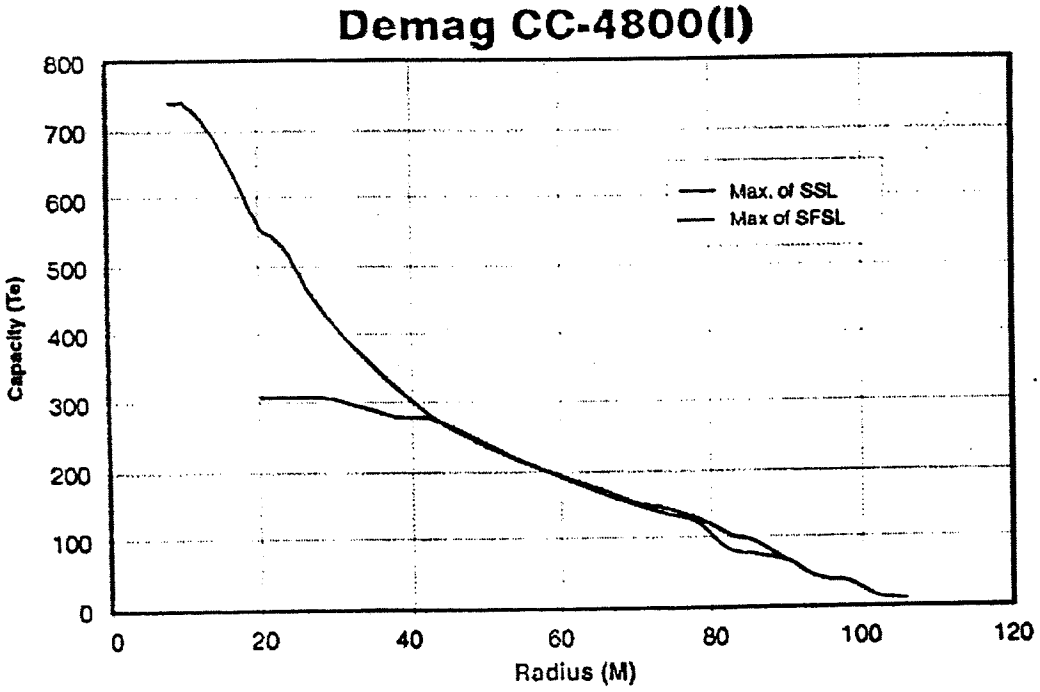


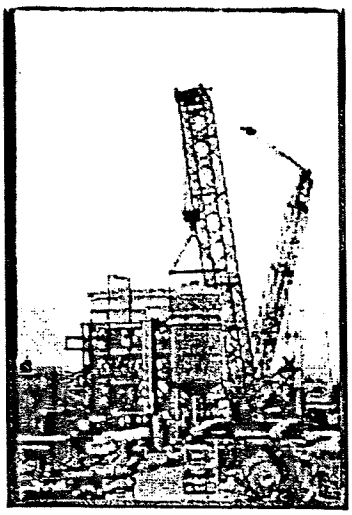
CC-4800(I)

Van Seumeren currently owns 5 No. Demag CC 4800 crawler cranes and is the only company in the world to offer such a high base-capacity. This enables the company to station these cranes around the world and operate on behalf of several of their clients simultaneously.

Capacity	740 Tonnes on	10 metres radius
Capacity	410 Tonnes on	30 metres radius
Capacity	240 Tonnes on	50 metres radius
Mainboom		126 metres
Mainboom + jib		90 metres + 90 metres

- Low ground pressures thanks to wide crawler tracks and central outriggers.
- Capable of crawling under load in mainboom confiquaration.
- Superlift on carrier always available.
- 5 cranes available.
- Can be upboosted with the LD Twin Ring system.



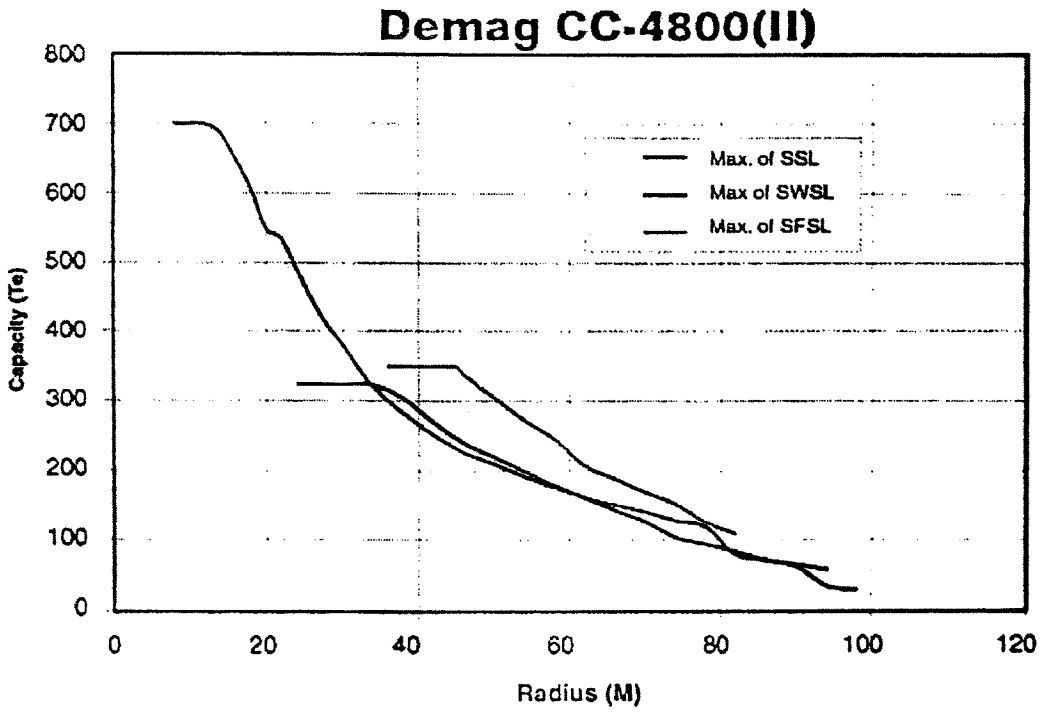


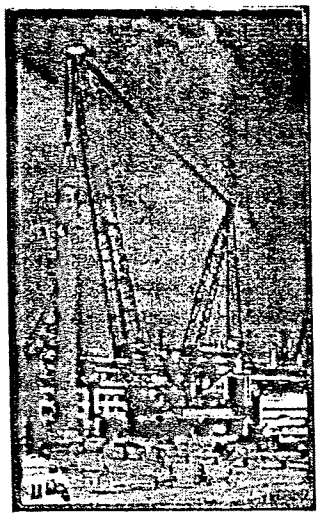
CC4800(II)

Van Seumeren currently owns 5 No. Demag CC 4800 crawler cranes and is the only company in the world to offer such a high basecapacity.This enables the company to station these cranes around the world and operate on behalf of several of their clients simultaneously.

Capacity	700 Tonnes on	12 metres radius
Capacity	385 Tonnes on	30 metres radius
Capacity	305 Tonnes on	50 metres radius
Mainboom		126 metres
Mainboom+ jib		90 metres + 90 metres

- Capable of crawling under load in mainboom confiquaration.
- Superlift on carrier always available.
- 5 cranes available.
- Can be upboosted with LD Twin Ring system.



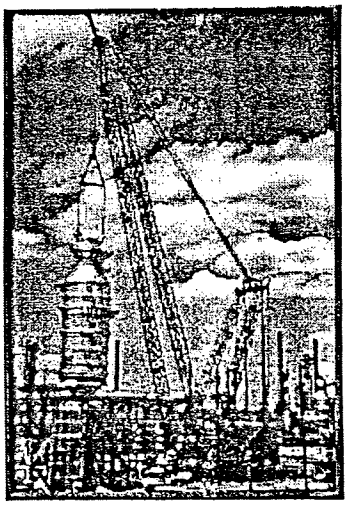


4800 TWIN RING LD

In 1996 Van Seumeren designed and built The Twin Ring system, which increases the standard lifting capacity of all Van Seumeren CC 4800 cranes enormously. The Twin Ring has been designed for speed of assembly and dismantling. It's design also ensures that the crane can be transported with relative ease. The base of the system is a ring with diameter of 21,5 m. and 2,8 height, constructed arround the base machine of a Demag CC 4800. By the addition of this system to the crane, the nominal lifting capacity is doubled. By raising the ring clear of the ground and travelling on the crawlers of the CC-4800, the Twin Ring can freely move fully assembled to relocate to a new lifting location on site. Because the back mast attachment is located on the CC-4800, loads are spread over the ring, the crane crawlers and outriggers which reduces the imposed ground pressure.

Capacity	1400 Tonnes on	16 metres radius
Capacity	750 Tonnes on	32 metres radius
Capacity	325 Tonnes on	54 metres radius
Mainboom		76.7 metres
Mainboom + jib 66.4		4 metres + 59.7 metres

- Low cost upgrade for CC 4800.
- Low groundpressures by using both the ground bearing surfaces of the base crane and the 24 jacks of the ring.
- Using the crawlers of the CC 4800, the crane can move fully equipped.
- Quickly transportable between the base CC 4800 cranes.



The Platform Twin Ring Containerized (PTC), built and designed by Van Seumeren/ Huisman -Itrec, is the third ring in the fleet of Van Seumeren and is one of the biggest mobile cranes wordwide. The main requirement by the design of the PTC was that all crane parts had to be transportable as standard containers of 20 or 40 ft with a maximum weight of 30.4 t. The containerised parts can be transported in the usual way, so no special transport is needed. For road transport, permits and police convoy do not have to be arranged. For sea transport, the parts can be handled in container terminals as containers. It's also possible to transport the containers by railway. This results in a considerable saving of time and costs for the transport.

The superlift configuration is a unique configuration to lift heavier loads with the same counterweight. The ballast is connected to the winches and is placed on the ring in the normal configuration. Using the winches, the ballast can be lifted and placed behind the ring. This results in a bigger working radius to lift a load with the same ballast or a heavier load with lower ballast. The superlift does not require dismantling of the ballast blocks after the load is lifted and once the weight is put down. Load after load can be lifted and put down, after each lift the ballast is put on the ring and the crane will get into position for the following lift.

Capacity	1600 tonnes	17 metres radius
Capacity	1000 tonnes	30 metres radius
Capacity	500 tonnes	46 metres radius
Mainboom		87.1 metres
Mainboom + jib	87.1 metres	70.9 metres

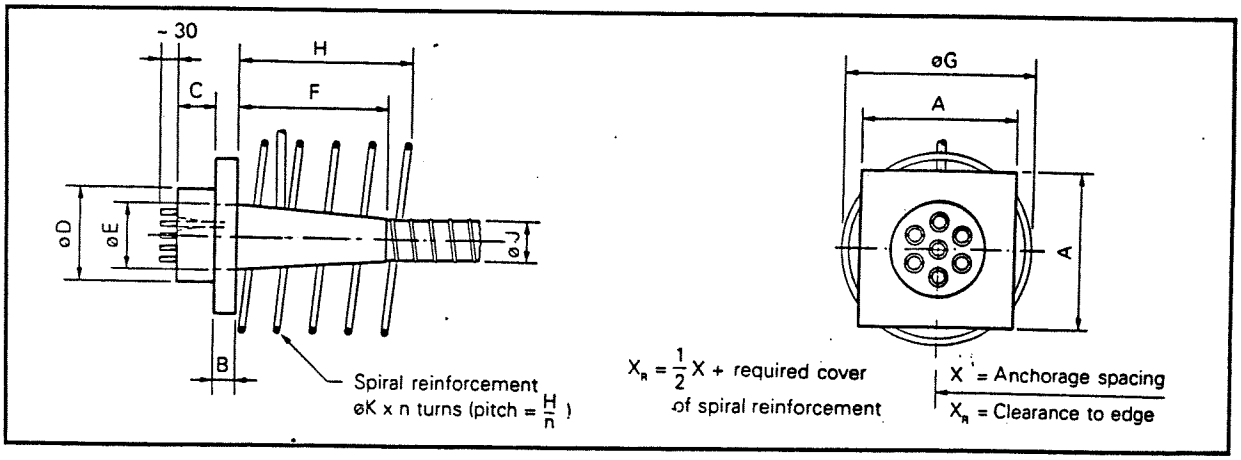
- A low ground pressure, with standard load- spreading under 28t/m2 with max. capacity
- Double engines, safety systems, etc. · Levelling of the ring by hydraulic cylinders
- Great stability ensured by the double back mast
- The crane can move on it's crawlers which can be connected on the longitudinal beams

BIJLAGE XII

VSL Voorspansysteem met Strengen [Walraven; Galjaard; 1997]

VSL voorspansysteem met strengen

VMA type E



		Kabelgegevens										
Typeaanduiding		5-1	5-3	5-4	5-7	5-12	5-19	5-22	5-31	5-37	5-43	5-55
Aantal strengen ϕ 12,9 mm		1	3	4	7	12	19	22	31	37	43	55
Diameter omhullingsbuis in-/uitwendig		25/30	40/45	45/50	55/60	65/72	80/87	85/92	100/107	120/127	130/137	140/150
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting		2500	2500	3000	3000	4000	5000	6500	7000	8500	9000	9500
Afmetingen anker	vierkant	60	105	120	155	210	260	285	335	365	400	450
	lengte inclusief trompet	800	800	800	800	1000	1000	1000	1500	1500	1500	1500
Min.hoh afstand anker	$a_x = a_y$	80	140	160	210	270	340	365	435	475	515	580
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	40	70	80	105	135	170	183	218	237	258	290
Diameter spiraalwapening		60	120	140	190	250	320	340	410	440	490	540
Minimaal benodigde ruimte voor het anker voor het spannen		1200	1000	1200	1200	1300	1500	1500	2000	2200	2200	2250

Typeaanduiding		6-1	6-2	6-3	6-4	6-7	6-12	6-19	6-22	6-31	6-37
Aantal strengen ϕ 15,7 mm		1	2	3	4	7	12	19	22	31	37
Diameter omhullingsbuis in-/uitwendig		30/35	45/50	45/50	50/55	60/67	80/87	95/102	110/117	130/137	140/150
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting		2500	2500	3000	3000	4000	5000	6500	7000	8500	9000
Afmetingen anker	vierkant	70	100	120	140	185	245	310	335	395	430
	lengte inclusief trompet	800	800	800	800	1000	1000	1000	1500	1500	1500
Min. hoh afstand anker	$a_x = a_y$	95	135	165	190	250	325	405	440	520	570
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	48	68	83	95	125	163	203	220	260	285
Diameter spiraalwapening		70	120	140	170	230	300	380	410	490	540
Minimaal benodigde ruimte voor het anker voor het spannen		1200	1000	1200	1200	1300	1500	1500	2000	2200	2200

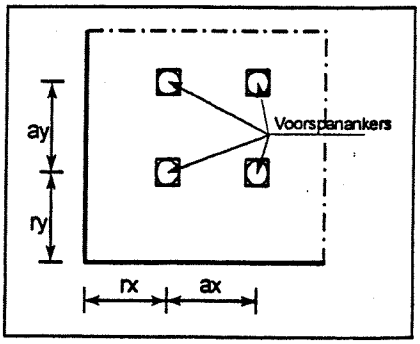
(tenzij anders aangegeven maten in mm)

Wrijvingscoëfficiënt: 0,13 - 0,26 Wobble-factor: 0,005 - 0,010 (rad/m)

De hoh afstand en randafstand van de voorspanankers, alsmede de afmetingen van de spiraal zijn gebaseerd op het toepassen van sterkteklasse B45.
Voor andere sterkteklassen, mogelijke aanpassingen, en aanvullende gegevens contact opnemen met:

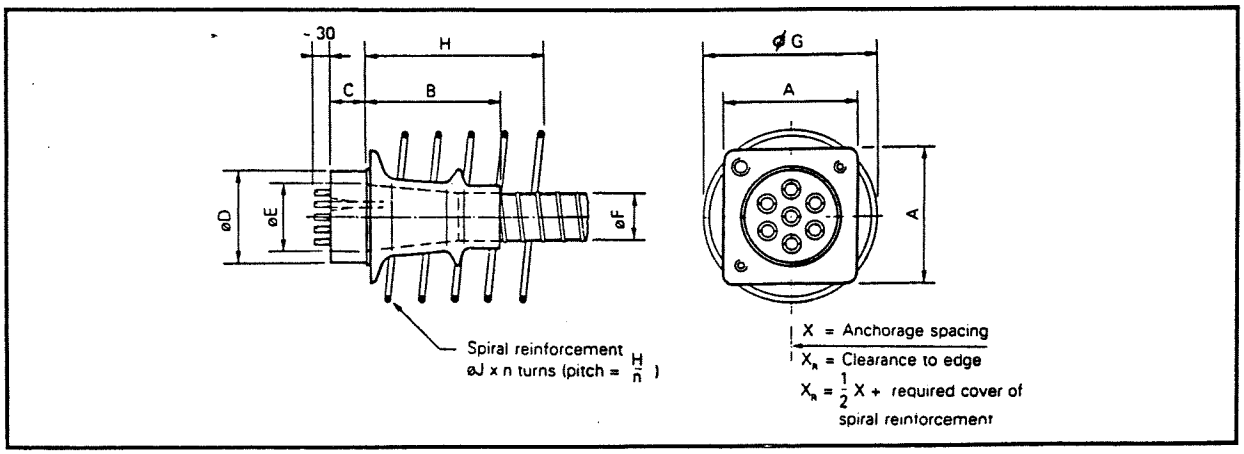
Civielco B.V.
Rhijnhofweg 9
2342 BB Oegstgeest
tel: 071 5768900
fax: 071 5720886

Postbus 751
2300 AT Leiden



VSL voorspansysteem met strengen

VMA type EC



		Kabelgegevens								
Typeaanduiding		5-3	5-4	5-7	5-12	5-19	5-22	5-31	5-37	5-55
Aantal strengen ϕ 12,9 mm		3	4	7	12	19	22	31	37	55
Diameter standaard-omhullingsbuis in-/uitwendig		40/45	45/50	55/60	65/72	80/87	85/92	100/107	120/127	140/150
Min. buigstraal met standaard-omhullingsbuis bij max. belasting		2500	3000	3000	4000	5000	6500	7000	8500	9500
Afmetingen anker	vierkant	120	135	165	215	270	290	340	370	430
	lengte inclusief trompet	800	800	800	1000	1000	1000	1500	1500	1500
Min. hoh afstand anker	$a_x = a_y$	140	160	210	270	340	365	435	475	580
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	70	80	105	135	170	183	218	237	290
Diameter spiraalwapening		120	140	190	250	320	340	410	440	550
Minimaal benodigde ruimte voor het anker voor het spannen		1000	1200	1200	1300	1500	1500	2000	2200	2250

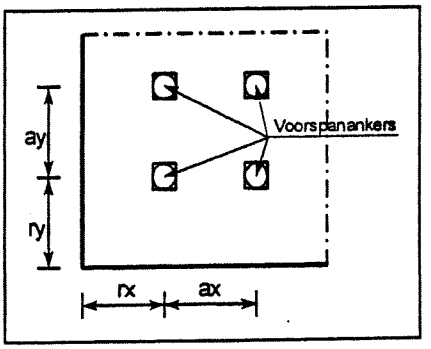
Typeaanduiding		6-3	6-4	6-7	6-12	6-19	6-22	6-31	6-37
Aantal strengen ϕ 15,7 mm		3	4	7	12	19	22	31	37
Diameter standaard omhullingsbuis in-/uitwendig		45/50	50/55	60/67	80/87	95/102	110/117	130/137	140/150
Min. buigstraal met standaard omhullingsbuis bij max. belasting		3000	3000	4000	5000	6500	7000	8500	9000
Afmetingen anker	vierkant	135	150	190	250	310	340	390	430
	lengte inclusief trompet	800	800	1000	1000	1000	1500	1500	1500
Min. hoh afstand anker	$a_x = a_y$	165	190	250	325	405	440	520	570
Min. randafstand anker	$r_x = r_y$	83	95	125	163	203	220	260	285
Diameter spiraalwapening		140	170	230	300	380	410	490	540
Minimaal benodigde ruimte voor het anker voor het spannen		1200	1200	1300	1500	1500	2000	2200	2200

(tenzij anders aangegeven maten in mm)
Wrijvingscoëfficiënt: 0,13 - 0,26
Wobble-factor: 0,005 - 0,010 (rad/m)

De hoh afstand en randafstand van de voorspananker, alsmede de afmetingen van de spiraal zijn gebaseerd op het toepassen van sterkteklasse B45.
Voor andere sterkteklassen, mogelijke aanpassingen, en aanvullende gegevens contact opnemen met:

Civielco B.V.
Rhijnhofweg 9
2342 BB Oegstgeest
tel: 071 5768900
fax: 071 5720886

Postbus 751
2300 AT Leiden



BIJLAGE XIII

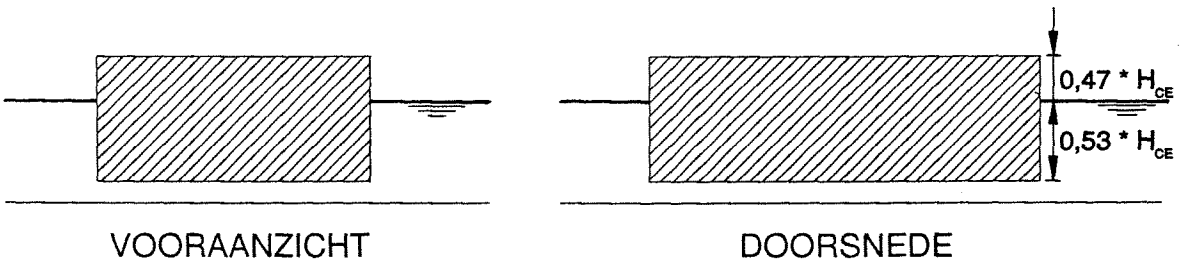
Handberekening "Constructie-Elementen"

TOELICHTING

Het eigen gewicht van water bedraagt 10 kNm^{-3}. Het eigen gewicht van beton bedraagt 25 kNm^{-3}. Het eigen gewicht van een constructie-element (20%) [Vos; Jager; 2000] inclusief standaard hulpmaterieel (1%) wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 20 + 1 = 21% van het totale volume van het constructie-element beslaat. Het volgende worden afgeleid voor zelfdrijvende constructie-elementen (zie Figuur XIII-1):

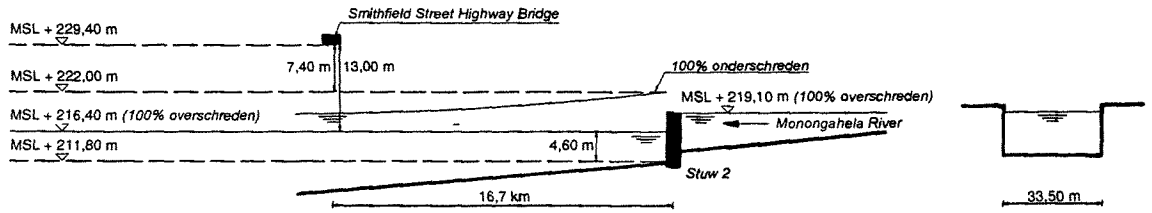
$D = (21 / 100) * (25 / 10) = 0{,}53 * H_{CE}$ (XIII.1)
$S = (1- 0{,}53) * H_{CE} = 0{,}47 * H_{CE}$ (XIII.2)

Hierin is:			
	D	diepgang	(m)
	S	strijkhoogte	(m)
	H_{CE}	externe z-afmeting constructie-element	(m)



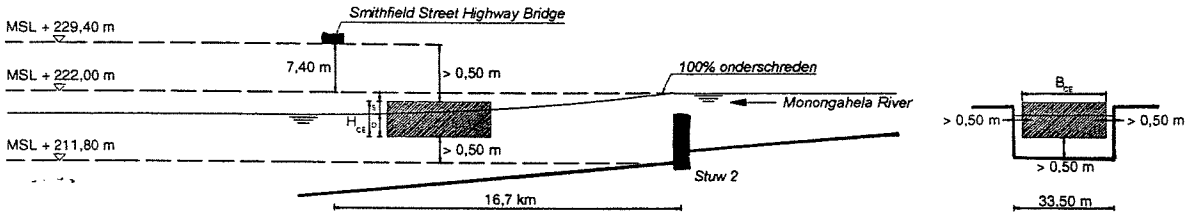
Figuur XIII-1: *Zelfdrijfvermogen*

Er wordt uitgegaan van een waterdiepte en doorvaarthoogte die beschikbaar zijn bij constante basisafvoer. Bij constante basisafvoer wordt de waterspiegel tussen de maatgevende doorsneden voor de waterdiepte en de doorvaarthoogte verondersteld horizontaal te zijn. In combinatie met [USACE; 1998] levert dit een vereiste waterdiepte juist benedenstrooms van de huidige stuw 2 van 4,60 m, een doorvaarthoogte onder de Smtihfield Street Highway Bridge van 13,00 m en een maximale doorvaartbreedte van 33,50 m op (zie Figuur XIII-2).



Figuur XIII-2: *Profiel van vrije Doorvaart*

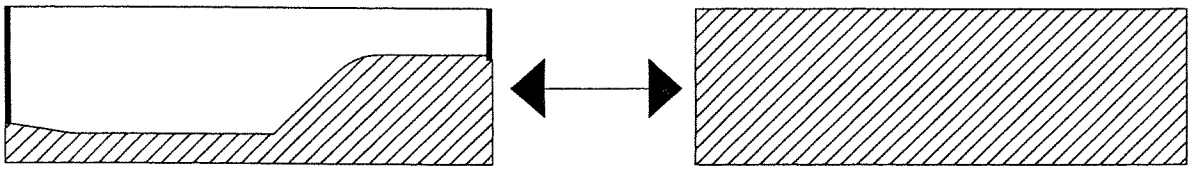
De toleranties bedragen overal 0,50 m [DMC; 1999] (zie Figuur XIII-3). Er wordt vanuit gegaan dat alle constructie-elementen geprefabriceerd worden. De constructie-elementen worden in hun eigen x- of y-richting getransporteerd. De eigen x- en y-richting van de constructie-elementen zijn gerelateerd aan het aardvaste assenstelsel op de projectlocatie (zie Bijlage V). Er wordt vanuit gegaan dat de constructie-elementen niet gekanteld worden om hun eigen x- of y-as tijdens transport en afzinken. Dit houdt in dat de diepgang maximaal 4,10 m, de strijkhoogte maximaal 12,50 m en de breedte maximaal 32,50 m kan bedragen.



WATERDIEPTE EN DOORVAARTHOOGTE DOORVAARTBREEDTE

Figuur XIII-3: *Toleranties*

Er wordt gestreefd naar symmetrie, repetitie-effect en zo min mogelijk voegen. Het is niet wenselijk dat er voegen in het yz-vlak komen. De externe x-afmeting van 41,20 m past niet binnen de doorvaartbreedte van de scheepvaartsluizen van 33,50 m. De constructie-elementen moeten in x-richting door de scheepvaartsluizen getransporteerd worden (zie Figuur 3-8). De externe y-afmetingen van de constructie-elementen dienen aangepast te worden, zodat deze wel binnen de doorvaartbreedte van de scheepvaartsluis passen. Indien er na snijden, door de hydraulische vormgeving van de onderbouw, asymmetrische constructie-elementen ontstaan, worden deze weer rechthoekig gemaakt door middel van schotten als "vervangers" van de rechtopstaande wanden (zie Figuur XIII-4). Voor de eenvoud wordt het ontstane geheel gedacht een rechthoekig constructie-element te zijn. Het zwaartepunt ligt in het midden van het constructie-element.



Figuur XIII-4: *Rechthoekig Constructie-Element*

RESULTATEN

CONCEPT A

De externe y-afmeting van de drempels is 33,00 m. Dit past binnen de doorvaartbreedte van de scheepvaartsluis van 33,50 m. De tolerantie moet echter 0,50 m aan beide zijden bedragen. Het doorstroomprofiel binnen de pijlers moet vrijwel gelijk blijven. Dit kan bereikt worden door de externe y-afmeting van de pijlers iets groter en van de drempels iets kleiner te maken. De externe y-afmeting van de pijlers wordt op 4,50 m gesteld. De hart-op-hart afstand blijft 37,00 m (dagmaat van 37,00 – 4,50 = 32,50 m) tussen alle pijlers. Om de totale externe afmeting in y-richting gelijk te houden, wordt de externe y-afmeting van de nooddrempel aangepast naar 41,90 m. In Tabel XIII-1 worden de constructie-elementen van de concept A in z-richting zodanig opgedeeld in kleinere constructie-elementen dat ze binnen de maatgevende doorsneden voor waterdiepte en doorvaarthoogte in het benedenstroomse gedeelte van de rivier passen.

	z-afmeting (m) [zandlaag]	D (m)	z-afmeting (m) [siltsteenlaag]	D (m)
Vaste Drempel	2 * 6,10	3,20	3 * 7,10	3,70
Hoge Drempel	2 * 4,60	2,40	3 * 6,10	3,20
Lage Drempels	6,40	3,40	3 * 5,20	2,80
Pijlers	4 * 5,90	3,10	5 * 6,60	3,50

Tabel XIII-1: *Diepgang Concept A (na Opdelen)*

CONCEPT B

De externe y-afmetingen moeten aangepast worden om transport van de afzonderlijke constructie-elementen door de scheepvaartsluis mogelijk te maken. Hierbij wordt ernaar gestreefd om het doorstroomprofiel binnen de pijlers zoveel mogelijk hetzelfde te houden. Er wordt uitgegaan van een externe y-afmeting van 4,00 m en een gelijke hart-op-hart afstand van de pijlers. Bij de hoge drempel leidt dit tot een hart-op-hart afstand van 20,50 m (dagmaat van 20,50 – 4,00 = 16,50 m) tussen de pijlers. Bij de lage drempels leidt dit tot een hart-op-hart afstand van 29,00 m (dagmaat van 29,00 – 4,00 = 25,00 m) tussen de pijlers. Daarnaast worden de externe y-afmeting van de vaste drempel en de nooddrempel aangepast naar respectievelijk 23,60 m en 37,40 m. In Tabel XIII-2 worden de constructie-elementen van de concept B in z-richting zodanig opgedeeld in kleinere constructie-elementen dat ze binnen de maatgevende doorsneden voor waterdiepte en doorvaarthoogte in het benedenstroomse gedeelte van de rivier passen.

	z-afmeting (m) [zandlaag]	D (m)	z-afmeting (m) [siltsteenlaag]	D (m)
Vaste Drempel	2 * 6,10	3,20	3 * 7,10	3,70
Hoge Drempels	2 * 4,60	2,40	3 * 6,10	3,20
	2 * 7,20	3,80	2 * 7,20	3,80
Lage Drempels	6,40	3,40	3 * 5,20	2,80
	3 * 5,80	3,10	3 * 5,80	3,10

Tabel XIII-2: *Diepgang Concept B (na Opdelen)*

BIJLAGE XIV

Handberekening "Onder- en Achterloopsheid"

De onder- en achterloopsheid kunnen piping tot gevolg hebben. Indien aan de empirische benaderingen van Bligh:

$$\Sigma L_H + \Sigma L_V \geq \gamma_{V,P} \cdot C_B \cdot \Delta h \qquad \text{(XIV.1)}$$

en Lane:

$$1/3 \cdot \Sigma L_H + \Sigma L_V \geq \gamma_{V,P} \cdot C_L \cdot \Delta h \qquad \text{(XIV.2)}$$

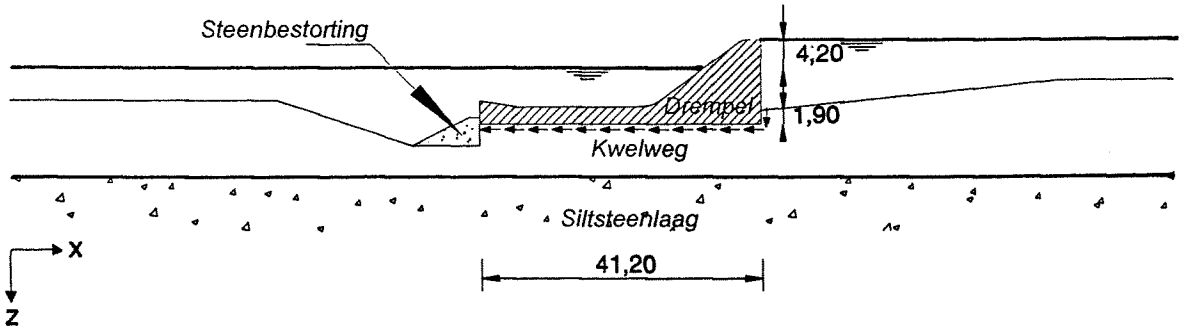
Hierin is:	ΣL_H	horizontale kwelweg	(m)
	ΣL_V	verticale kwelweg	(m)
	$\gamma_{V,P}$	veiligheidsfactor piping	= 1,50
	C_B	piping-coëfficient Bligh	= 9 (zand met grind)
	C_L	piping-coëfficiënt Lane	= 5 (grof zand)
	Δh	verval	= 4,20 m

wordt voldaan [Kuijper; 1998], kan er geen piping optreden als gevolg van de onderloopsheid. Bij deze benaderingen wordt er vanuit gegaan dat er bij voldoende lengte van de kwelweg geen piping optreedt. De volgende lengtes zijn vereist voor de kwelweg:

Bligh: 1,50 * 9 * 4,20 = 56,70 m
Lane: 1,50 * 5 * 4,20 = 31,50 m

GEVAAR VOOR PIPING

Of er gevaar is voor het optreden van piping wordt bekeken door de aanwezige kwelweg (zie Figuur XIV-1) te vergelijken met de vereiste kwelweg. De aanwezige kwelweg wordt in onderstaande figuur voor de scheepvaartsluis, nooddoorlaat en nieuwe stuw 2 aangegeven.



Figuur XIV-1: *Aanwezige Kwelweg*

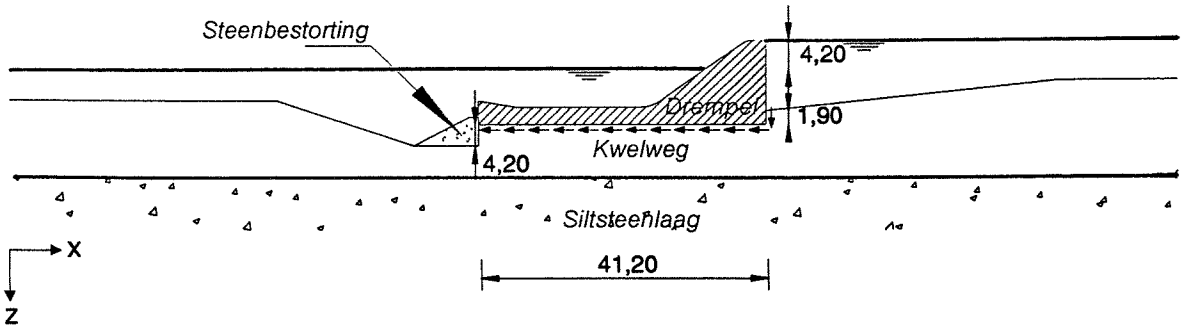
Scheepvaartsluis:	219,50 > 56,70	→ geen gevaar voor piping (Bligh)
	219,50 / 3	= 73,20 m
	73,20 > 31,50	→ geen gevaar voor piping (Lane)
Nooddoorlaat:	109,70 > 56,70	→ geen gevaar voor piping (Bligh)
	109,70 / 3	= 36,60 m
	36,60 > 31,50	→ geen gevaar voor piping (Lane)
Nieuwe Stuw 2:	41,20 + 1,90	= 43,10 m
	43,10 < 56,70	→ gevaar voor piping (Bligh)
	41,20 / 3 + 1,90	= 15,60 m
	15,60 < 31,50	→ gevaar voor piping (Lane)

Er blijkt piping op te kunnen treden onder de nieuwe stuw 2. Er moeten maatregelen ter voorkoming van piping onder de nieuwe stuw 2 genomen worden.

MAATREGELEN TER VOORKOMING VAN PIPING

VERLENGEN KWELWEG

Door het verlagen van de funderingsdiepte, het plaatsen van een bodemplaat bovenstrooms, één damwand bovenstrooms, een damwand bovenstrooms en een damwand benedenstrooms en ondergrouten kan de kwelweg verlengd en piping voorkomen worden. Aan de benedenstroomse zijde ontwikkelt de hydrostatische waterdruk zich tot onder in de steenbestorting. De buitenzijde van een constructie-element aan de benedenstroomse zijde mag niet meegerekend worden als kwelweg vanaf de funderingsdiepte op MSL + 208,40 m tot de onderkant van de steenbestorting op MSL + 204,20 m. Dit wordt in rekening gebracht door de vereiste kwelweg met 208,40 – 204,20 = 4,20 meter te vergroten (zie Figuur XIV-2).



Figuur XIV-2: *Verticale Afmeting Steenbestorting*

Verlagen Funderingsdiepte:

$\Delta L_V + 43{,}10 = 56{,}70 + 4{,}20$
$\Delta L_V = 17{,}80$ m
$\Delta L_F = 17{,}80 / 2 = 8{,}90$ m (Bligh)

$\Delta L_V + 15{,}60 = 31{,}50 + 4{,}20$
$\Delta L_V = 20{,}10$ m
$\Delta L_F = 20{,}10 / 2 = 10{,}10$ m (Lane; maatgevend)

De funderingsdiepte moet met 10,10 m verlaagd worden.

Bodemplaat:

$\Delta L_H + 43{,}10 = 56{,}70$
$\Delta L_H = 13{,}60$ m
$\Delta L_B = 13{,}60$ m (Bligh)

$\Delta L_H / 3 + 15{,}60 = 31{,}50$
$\Delta L_H = 47{,}70$ m
$\Delta L_B = 47{,}70$ m (Lane; maatgevend)

Een bodemplaat moet een lengte van 47,70 m hebben.

Eén Damwand:

$\Delta L_V + 43{,}10 = 56{,}70$
$\Delta L_V = 13{,}60$ m
$\Delta L_D = 13{,}60 / 2 = 6{,}80$ m (Bligh)

$\Delta L_V + 15,60 = 31,50$

$\Delta L_V = 15,90$ m

$\Delta L_D = 15,90 / 2 = 8,00$ m (Lane; maatgevend)

Eén damwand aan de bovenstroomse zijde moet een lengte van 8,00 m hebben.

Twee Damwanden:

$\Delta L_V + 43,10 = 56,70 + 4,20$

$\Delta L_V = 17,80$ m

$\Delta L_D = 17,80 / 4 = 4,50$ m (Bligh)

$\Delta L_V + 15,60 = 31,50 + 4,20$

$\Delta L_V = 20,10$ m

$\Delta L_D = 20,10 / 4 = 5,00$ m (Lane; maatgevend)

Twee damwanden aan de boven- en benedenstroomse zijde moeten een lengte van 5,00 m hebben.

Ondergrouten:

$\Delta L_V + 43,10 = 56,70 + 4,20$

$\Delta L_V = 17,80$ m

$\Delta L_O = 17,80 / 2 = 8,90$ m (Bligh)

$\Delta L_V + 15,60 = 31,50 + 4,20$

$\Delta L_V = 20,10$ m

$\Delta L_O = 20,10 / 2 = 10,10$ m (Lane; maatgevend)

De funderingsdiepte moet met 10,10 m verlaagd worden.

VERBETEREN ONDERGROND

Piping kan ook voorkomen worden door "verbetering" van de ondergrond door een filter of verticale drainage.

BIJLAGE XV

EXCEL-Spreadsheet "Externe Stabiliteit"

TOELICHTING

CONSTRUCTIE-ELEMENTEN

Het eigen gewicht van beton bedraagt 25 kNm^{-3}. 20% van het constructie-element bestaat uit beton [Vos; Jager; 2000]. De overige 80% van een constructie-element kan gevuld worden met ballastmateriaal. De plaats van de zwaartepunten van de constructie-elementen is gebaseerd op een massieve doorsnede. Het eigen gewicht van de segmentschuiven (waterkerend vlak + vakwerkarmen) en het bovenstroomse schot van de hoge drempel bedraagt 35 kNm^{-1} (zie Bijlage XVI). Het eigen gewicht van de segmentschuiven (waterkerend vlak + vakwerkarmen) van de lage overlaten, het benedenstroomse schot van alle constructie-elementen en het bovenstroomse schot van de lage drempel bedraagt 55 kNm^{-1} (zie Bijlage XVI). De bovengenoemde gewichten van de segmentschuiven en schotten zijn per strekkende meter in y-richting.

OMGEVING

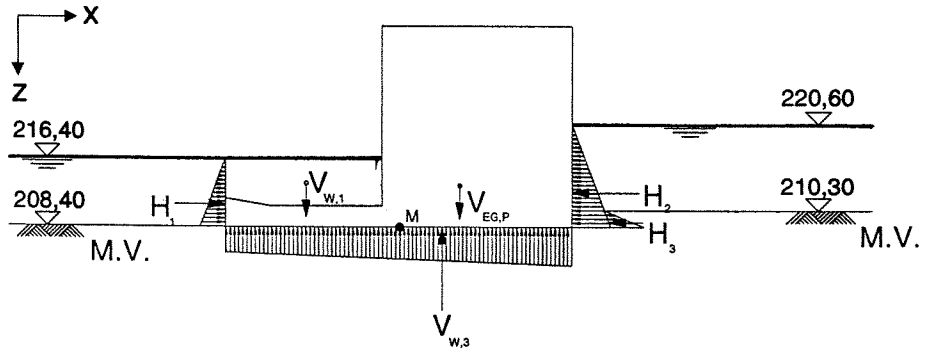
Het eigen gewicht van water bedraagt 10 kNm^{-3}. Het eigen gewicht van zand bedraagt 20 kNm^{-3} (nat) of 18 kNm^{-3} (droog). De inwendige wrijvingshoek bedraagt 30°. Zand is niet cohesief. Voor de primaire en de secundaire samendrukkingconstanten van de zandlaag kan respectievelijk 200 en 0 worden aangehouden. Bij een op staal gefundeerde gewichtsconstructie wordt voor het bepalen van de belastingen voor de externe stabiliteit van de nieuwe stuw 2 met actieve en passieve horizontale korrelspanning gerekend. Voor het bepalen van de belastingen voor de sterkte van de nieuwe stuw 2 moet minimaal met neutrale horizontale korrelspanning gerekend worden.

BELASTINGGEVALLEN

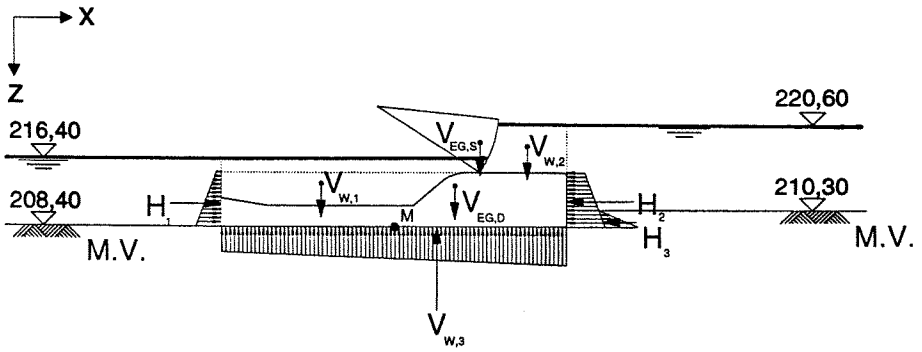
Voor de belastinggevallen in het xz-vlak ligt de bodem bovenstrooms op MSL + 210,30 m en benedenstrooms op MSL + 208,40 m (bovenkant steenbestorting). De belastinggevallen kerende toestand, geopende toestand en onderhoud zijn in onderstaande figuren weergegeven voor de situatie zonder maatregelen ter voorkoming van piping.

Kerende Toestand

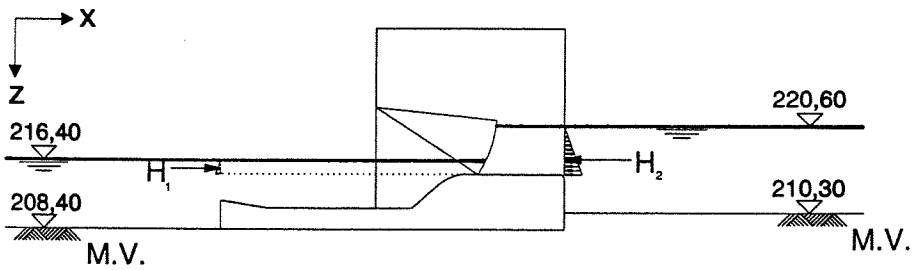
In de kerende toestand wordt voor de waterstand bovenstrooms MSL + 220,60 m en benedenstrooms MSL + 216,40 m aangehouden (zie Figuur XV-1, XV-2 en XV-3):



Figuur XV-1: *Kerende Toestand - Pijler*



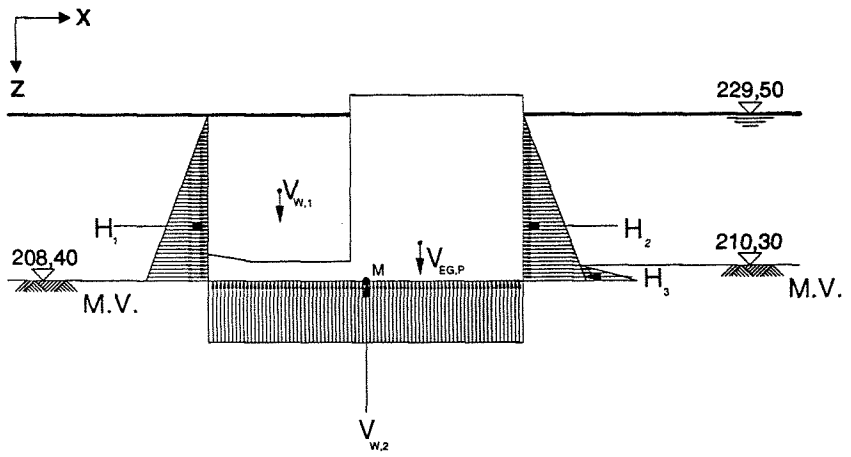
Figuur XV-2: *Kerende Toestand - Drempel*



Figuur XV-3: *Kerende Toestand - Segmentschuif (Verticale Waterbelasting niet getekend)*

Geopende Toestand

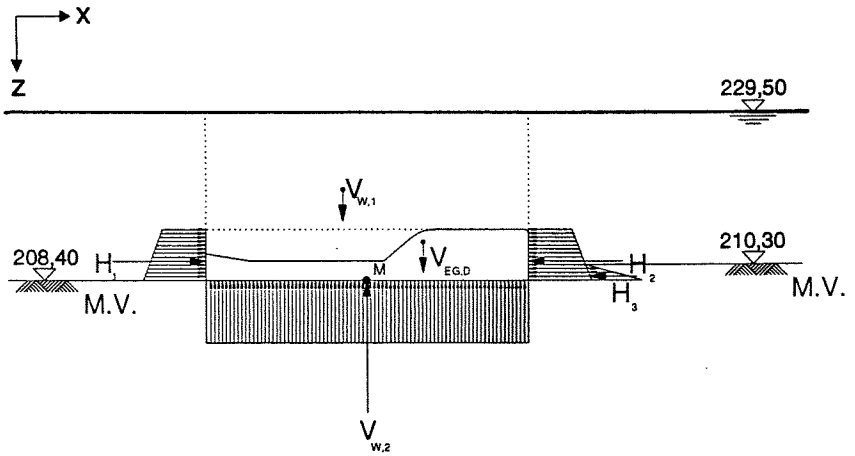
In de geopende toestand wordt voor de waterstand bovenstrooms en benedenstrooms MSL + 229,50 m aangehouden (zie Figuur XV-4):



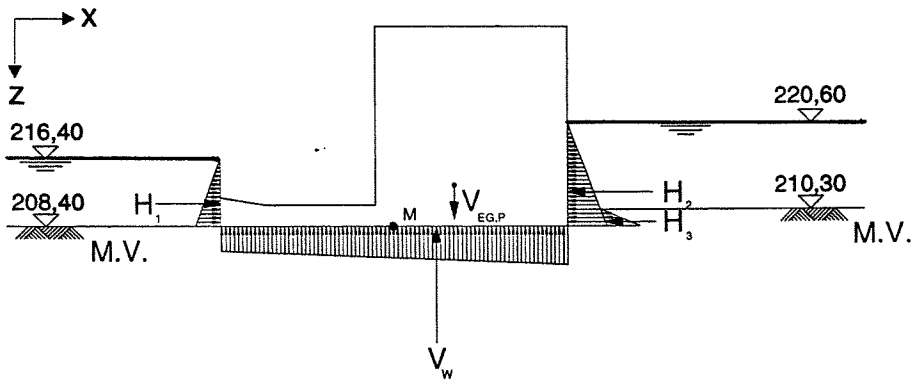
Figuur XV-4: *Geopende Toestand - Pijler (Segmentschuif niet getekend)*

Onderhoud

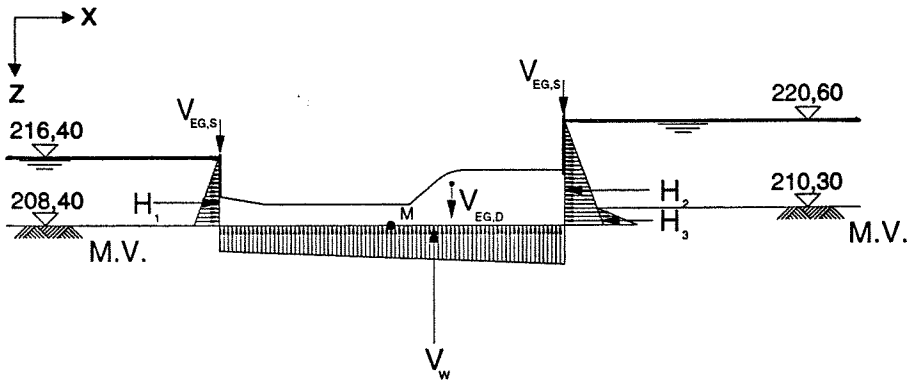
Tijdens onderhoud wordt voor de waterstand bovenstrooms MSL + 220,60 m en benedenstrooms MSL + 216,40 m aangehouden (zie Figuur XV-5, XV-6 en XV-7):



Figuur XV-5: *Geopende Toestand - Drempel (Segmentschuif niet getekend)*



Figuur XV-6: *Onderhoud - Pijler (Segmentschuif niet getekend)*



Figuur XV-7: *Onderhoud - Drempel (Segmentschuif niet getekend)*

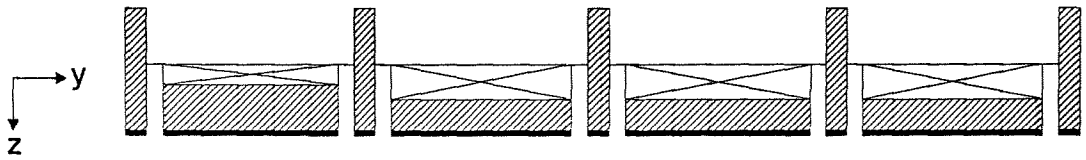
CONSTRUCTIEVE SYSTEMEN

Systeem I

Bij systeem I zijn de pijlers en de drempels gescheiden. Dit houdt in dat pijlers en drempels gescheiden de belasting afdragen in het yz-vlak. Dit wordt aangegeven door de dikke lijn in Figuur XV-8, XV-9 en XV-10.

Kerende Toestand

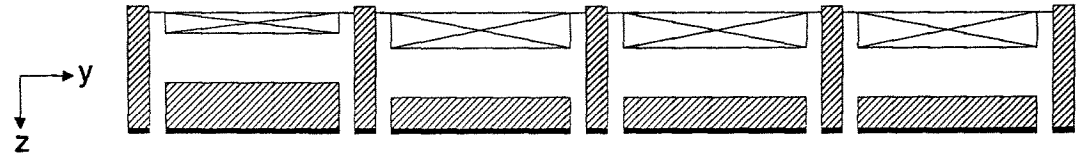
De waterbelasting die de segmentschuiven opnemen, wordt afgedragen naar de scharnieren in de pijlers en vervolgens naar de fundering. Het eigen gewicht van de segmentschuiven wordt afgedragen naar de drempels en vervolgens naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden afgedragen naar de fundering.



Figuur XV-8: *Systeem I - Kerende Toestand*

Geopende Toestand

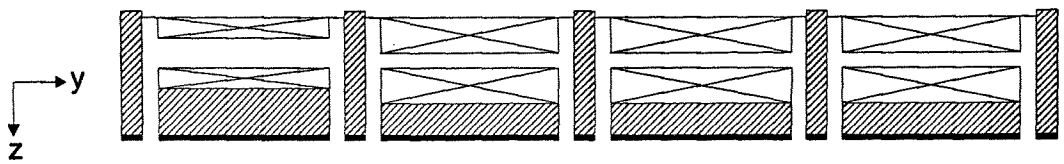
Het eigen gewicht van de segmentschuiven (indien aanwezig) wordt afgedragen naar de pijlers en vervolgens naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden afgedragen naar de fundering.



Figuur XV- 9: *Systeem I - Geopende Toestand*

Onderhoud

Het eigen gewicht van de segmentschuiven (indien aanwezig) wordt afgedragen naar de pijlers en vervolgens naar de fundering. Tijdens onderhoud wordt de waterbelasting die de schotten opnemen, afgedragen naar de drempels en vervolgens naar de fundering. Het eigen gewicht van de schotten wordt afgedragen naar de drempels en vervolgens naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden afgedragen naar de fundering.



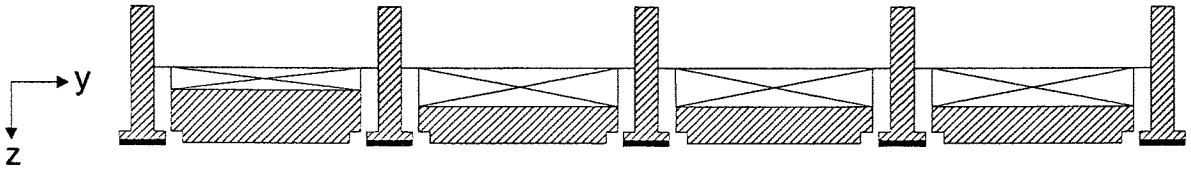
Figuur XV-10: *Systeem I - Onderhoud*

Systeem II

Bij systeem II zijn de drempels opgelegd op voeten aan de onderzijden van de pijlers. De pijlers nemen de belastingafdracht van de drempels in het yz-vlak voor hun rekening. Dit wordt aangegeven door de dikke lijn in Figuur XV-11, XV-12 en XV-13.

Kerende Toestand

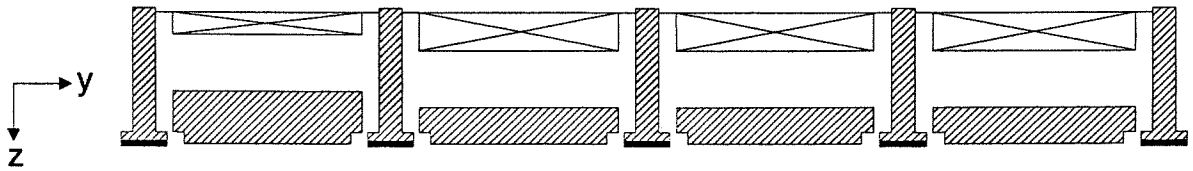
De waterbelasting die de segmentschuiven opnemen, wordt afgedragen naar de scharnieren in de pijlers en vervolgens naar de fundering. Het eigen gewicht van de segmentschuiven wordt afgedragen naar de drempels en vervolgens naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden via de pijlervoeten afgedragen naar de fundering.



Figuur XV-11: *Systeem II - Kerende Toestand*

Geopende Toestand

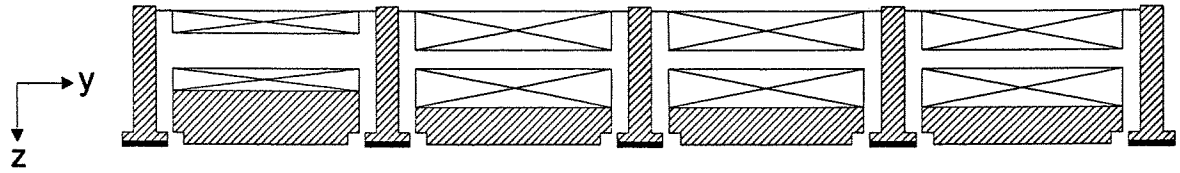
Het eigen gewicht van de segmentschuiven (indien aanwezig) wordt afgedragen naar de pijlers en vervolgens naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden via de pijlervoeten afgedragen naar de fundering.



Figuur XV-12: *Systeem II - Geopende Toestand*

Onderhoud

Het eigen gewicht van de segmentschuiven (indien aanwezig) wordt afgedragen naar de pijlers en vervolgens naar de fundering. De waterbelasting die de schotten opnemen, wordt naar de drempels en vervolgens via de pijlervoeten afgedragen naar de fundering. Het eigen gewicht van de schotten wordt naar de drempels en vervolgens via de pijlervoeten afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden via de pijlervoeten afgedragen naar de fundering.



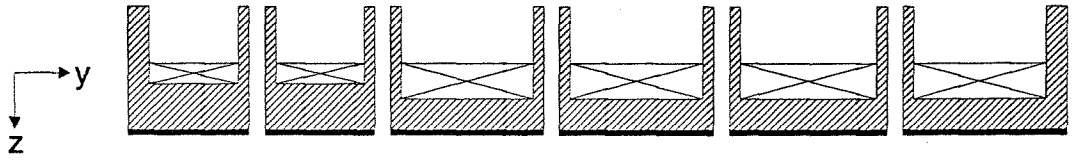
Figuur XV-13: *Systeem II - Onderhoud*

Systeem III

Bij systeem III vormen de pijlers en de drempels een geheel. De u-vormige constructie-elementen kunnen als volledig stijf worden beschouwd. De belastingafdracht in het yz-vlak vindt volledig geïntegreerd plaats naar het gehele funderingsvlak. Dit wordt aangegeven door de dikke lijn in Figuur XV-14, XV-15 en XV-16.

Kerende Toestand

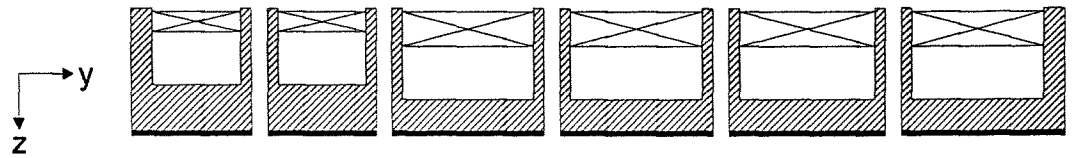
De waterbelasting die de segmentschuiven opnemen, wordt afgedragen naar de scharnieren in de pijlers en vervolgens door de stijve u-vorm naar de fundering. Het eigen gewicht van de segmentschuiven wordt afgedragen naar de drempels en vervolgens door de stijve u-vorm naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden door de stijve u-vorm afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden door de stijve u-vorm afgedragen naar de fundering.



Figuur XV-14: *Systeem III - Kerende Toestand*

Geopende Toestand

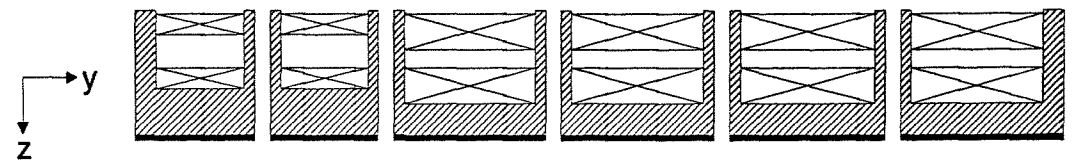
Het eigen gewicht van de segmentschuiven (indien aanwezig) wordt afgedragen naar de pijlers en vervolgens door de stijve u-vorm naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden door de stijve u-vorm afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden door de stijve u-vorm afgedragen naar de fundering.



Figuur XV-15: *Systeem III - Geopende Toestand*

Onderhoud

Het eigen gewicht van de segmentschuiven (indien aanwezig) wordt afgedragen naar de pijlers en vervolgens door de stijve u-vorm naar de fundering. De waterbelasting die de schotten opnemen, wordt afgedragen naar de drempels en vervolgens door de stijve u-vorm naar de fundering. Het eigen gewicht van de schotten wordt afgedragen naar de drempels en vervolgens door de stijve u-vorm naar de fundering. De waterbelasting die de pijlers opnemen en het eigen gewicht van de pijlers worden door de stijve u-vorm afgedragen naar de fundering. De waterbelasting die de drempels opnemen en het eigen gewicht van de drempels worden door de stijve u-vorm afgedragen naar de fundering.



Figuur XV-16: *Systeem III - Onderhoud*

GRENSTOESTANDEN

De constructieve systemen moeten naast piping aan de grenstoestanden afschuiven, draagvermogen en vervormingen voldoen [Kuijper; 1998]:

Afschuiven

De nieuwe stuw 2 mag niet afschuiven als gevolg van de horizontale belasting op het funderingsvlak. De weerstand tegen afschuiven wordt bepaald door de wrijvingscoëfficiënt tussen de constructie-elementen van de nieuwe stuw 2 en de ondergrond. Het "afschuifcriterium" kan als volgt met behulp van de wrijvingscoëfficiënt $f = 2/3 * \phi \leq 0{,}50$ beschreven worden:

$$\frac{\Sigma V}{\Sigma H} \geq \gamma_{V,A} \cdot f \qquad \text{(XV.1)}$$

Hierin is:			
	ΣV	verticale resultante	(kN/m)
	ΣH	horizontale resultante	(kN/m)
	$\gamma_{V,A}$	veiligheidsfactor tegen afschuiven	= 1,20

Uit vergelijking XV.1 kan bepaald worden wat de minimale grootte van de verticale resultante moet zijn, zodat aan het afschuifcriterium wordt voldaan.

Draagvermogen

De maximale draagvermogen van de ondergrond mag niet overschreden worden. Dit wordt gecontroleerd door het funderingsvlak als doorsnede van een ligger te beschouwen die belast wordt door een verticale belasting, een horizontale belasting en daaruit voortvloeiend een moment. Indien de resultante van de verticale en horizontale belasting binnen de kern van deze doorsnede ligt, heerst er overal druk en kan de nieuwe stuw 2 niet kantelen. Dit wordt het "kantelcriterium" genoemd:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} \leq \frac{L_x}{6} \qquad \text{(XV.2)}$$

Hierin is:			
	ΣM	moment	(kNm/m)
	ΣV	verticale resultante	(kN/m)
	L_x	externe x-afmeting	(m)

De reactie (verticale korrelspanning) die de belasting op het funderingsvlak opwekt in de (lineair elastisch veronderstelde) ondergrond mag de maximaal mogelijke waarde van de verticale korrelspanning in de ondergrond niet overschrijden. De reactie in de ondergrond is tegengesteld aan de bovenbelasting (actie = -reactie) en wordt beschreven door:

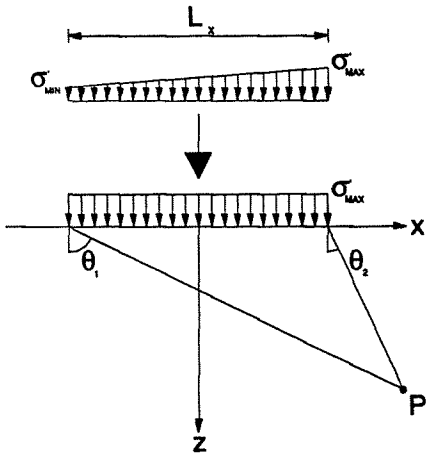
$$\sigma' = \frac{\Sigma V}{L_x} \pm \frac{\Sigma M}{1/6 \cdot L_x^2} \rightarrow \quad \sigma'_{MAX} \leq 200 \text{ kNm}^{-2} \text{ (kleisteenlaag)} \qquad \text{(XV.3)}$$

$$\sigma'_{MIN} = \quad 0 \text{ kNm}^{-2} \text{ (geen trek)}$$

Hierin is:			
	ΣM	moment	(kNm/m)
	ΣV	verticale resultante	(kN/m)
	L_x	externe x-afmeting	(m)
	σ'_{MAX}	maximale verticale korrelspanning in ondergrond	(kNm^{-2})
	σ'_{MIN}	minimale verticale korrelspanning in ondergrond	(kNm^{-2})

Vervormingen

De zettingen worden verondersteld alleen op te treden in de zandlaag. De bovenbelasting op de ondergrond volgt uit de belastinggevallen. De bovenbelasting is trapeziumvormig en heeft een maximale σ'_{MAX} en minimale σ'_{MIN} waarde. De spreiding van de korrelspanning in de ondergrond als gevolg van de bovenbelasting kan bepaald worden met behulp van de benadering van Flamant [Verruijt; 1993] voor een stripbelasting (zie Figuur XV-17):



Figuur XV-17: *Spreiding Korrelspanning in Ondergrond volgens Flamant*

$$\Delta\sigma'_{ZZ} = \frac{\sigma'_{MAX}}{\pi}\left[(\theta_1 - \theta_2) + \sin\theta_1 \cdot \cos\theta_1 - \sin\theta_2 \cdot \cos\theta_2\right] \qquad \text{(XV.4)}$$

Hierin is:			
	$\Delta\sigma'_{ZZ}$	verticale korrelspanning	(kNm^{-2})
	σ'_{MAX}	maximale verticale korrelspanning in ondergrond	(kNm^{-2})
	θ_1	hoek 1	(rad)
	θ_1	hoek 2	(rad)

Voor de bepaling van de zettingen wordt de bovenbelasting gelijkmatig over het funderingsvlak verdeeld gedacht. De zettingen worden recht onder het midden van het funderingsvlak bepaald ($\theta_1 = -\theta_2$). Indien de ondergrond opgedeeld wordt in lagen van 1,00 m leidt dit tot de volgende spreiding van de korrelspanning:

	θ (rad)	σ'_{zz}
Laag 1	1,56	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 2	1,53	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 3	1,51	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 4	1,49	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 5	1,46	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 6	1,44	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 7	1,41	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 8	1,39	$\approx \sigma'_{MAX}$
Laag 9	1,37	$\approx \sigma'_{MAX}$

Tabel XV-1: *Spreiding Korrelspanning*

Hieruit blijkt dat de korrelspanning in de zandlaag als gevolg van de bovenbelasting nauwelijks afneemt. Voor de zettingen kan uitgegaan worden van de gemiddelde zetting in de zandlaag. Deze kan bepaald worden door de korrelspanningsverhoging in te voeren in de formule van Koppejan [Verruijt; 1993]:

$$\varepsilon = \left\{\frac{1}{C'_P} + \frac{1}{C'_S}\cdot \log(t)\right\}\cdot \ln\left\{\frac{\bar{\sigma}'_{ZZ} + \Delta\sigma'_{MAX}}{\bar{\sigma}'_{ZZ}}\right\} \qquad \text{(XV.5)}$$

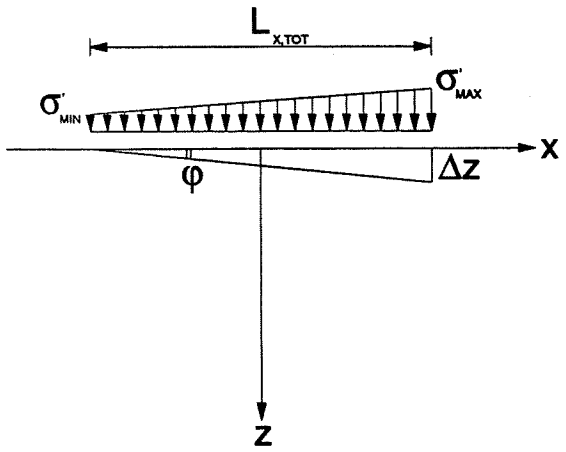
Hierin is:			
	$\bar{\sigma}'_{ZZ}$	gemiddelde verticale korrelspanning	(kNm^{-2})
	$\Delta\sigma'_{MAX}$	toename verticale korrelspanning	(kNm^{-2})
	t	tijd	(s)
	C'_P	primaire samendrukkingsconstante	
	C'_S	secundaire samendrukkingconstante	

De vervorming van de zandlaag moet aan de volgende eis voldoen:

$$\Delta z = d\cdot\varepsilon \leq 0{,}10\ m \qquad \text{(XV.6)}$$

Hierin is:		
	d	dikte zandlaag (m)
	ε	rek

De rotatie om de y-as (zie Figuur XV-18) wordt bepaald door het globale zettingsverschil tussen de bovenstroomse en benedenstroomse zijde. Hierbij wordt er voor de eenvoud vanuit gegaan dat de zetting aan de "getrokken" zijde gelijk is aan 0. De rotatie bedraagt dan:



Figuur XV-18: *Rotatie*

$$\phi = \frac{\Delta z}{L_x} \leq 0{,}003\ rad \qquad \text{(XV.7)}$$

Hierin is:			
	Δz	vervorming	(m)
	L_x	externe x-afmeting	(m)

RESULTATEN

SYSTEEM I

Kerende Toestand

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 433	- 433	- 433
ΣV (kN)	+ 1524	+ 1594	+ 1594
ΣM (kNm)	+ 10371	+ 12801	+ 11001
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 0,30	- 6,60	+ 0,10
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+73,70	+ 83,90	+ 77,90
Δz (cm)	4,40	4,70	4,50
ϕ (rad)	0,0011	0,0011	0,0011
Ballastmateriaal	Zand	Beton	Beton
Ballastpercentage	65	65	65
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-2: *Vaste Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 388	- 388	- 388
ΣV (kN)	+ 1460	+ 1541	+ 1539
ΣM (kNm)	+ 9324	+ 11286	+ 9486
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 2,00	- 3,00	+ 3,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 68,00	+ 77,00	+ 71,00
Δz (cm)	4,10	4,50	4,30
ϕ (rad)	0,001	0,0011	0,001
Ballastmateriaal	Zand	Beton	Beton
Ballastpercentage	60-65	60-60	60-60
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-3: *Hoge Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 278	- 278	- 278
ΣV (kN)	+ 1528	+ 1667	+ 1611
ΣM (kNm)	+ 7831	+ 8353	+ 6554
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 9,00	+ 9,00	+ 16,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 65,00	+ 69,00	+ 62,00
Δz (cm)	4,00	4,20	3,90
φ (rad)	0,001	0,001	0,0009
Ballastmateriaal	Zand	Beton	Beton
Ballastpercentage	75-75	75-75	75-75
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-4: *Lage Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 6986	- 6986	- 6986
ΣV (kN)	+ 27022	+ 27949	+ 28003
ΣM (kNm)	+ 173265	+ 193122	+ 185022
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 10,00	- 1,00	+ 6,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 282,00	+ 303,00	+ 296,00
Δz (cm)	8,90	9,20	9,10
φ (rad)	0,0022	0,0022	0,0022
Ballastmateriaal	Zand	Zand	Zand
Ballastpercentage	55	65	65
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-5: *Pijler 3 of 4 (Constructie-Element)*

Geopende Toestand

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 30	- 30	- 30
ΣV (kN)	+ 1878	+ 1858	+ 1859
ΣM (kNm)	- 8002	- 8094	- 8137
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 17,30	- 16,50	+ 16,40
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+73,90	+ 73,70	+ 73,90
Δz (cm)	4,40	4,40	4,40
φ (rad)	0,0011	0,0011	0,0011
Ballastmateriaal	Zand	Zand	Zand
Ballastpercentage	80	80	80
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-6: *Vaste Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 30	- 30	- 30
ΣV (kN)	+ 1835	+ 1815	+ 1815
ΣM (kNm)	+ 11580	+ 11488	+ 11445
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 3,60	+ 3,40	+ 3,60
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 85,50	+ 84,70	+ 84,50
Δz (cm)	4,80	4,80	4,80
ϕ (rad)	0,0012	0,0012	0,0012
Ballastmateriaal	Zand	Zand	Zand
Ballastpercentage	75	75	75
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-7: *Hoge Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 30	- 30	- 30
ΣV (kN)	+ 1733	+ 1929	+ 1930
ΣM (kNm)	+ 8142	+ 9097	+ 9054
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 13,30	+ 14,70	+ 14,80
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 70,80	+ 79,00	+ 78,80
Δz (cm)	4,30	4,60	4,60
ϕ (rad)	0,001	0,0011	0,0011
Ballastmateriaal	Beton	Beton	Beton
$v_{CE,BALLAST}$ (%)	60	65	65
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-8: *Lage Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 30	- 30	- 30
ΣV (kN)	+ 2191	+ 2693	+ 2693
ΣM (kNm)	+ 21208	+ 25144	+ 25102
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 5,40	- 5,90	- 5,80
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 32,00	+ 38,60	+ 38,50
Δz (cm)	2,40	2,80	2,80
ϕ (rad)	0,0006	0,0007	0,0007
Ballastmateriaal	Zand	Zand	Zand
Ballastpercentage	35-35	40-40	40-40
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-9: *Pijler 3 of 4 (Per strekkende Meter)*

Onderhoud

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 433	- 433	- 433
ΣV (kN)	+ 1505	+ 915	+ 927
ΣM (kNm)	+ 29600	+ 27455	+ 25655
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 68,10	- 74,80	- 68,20
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 141,10	+ 119,30	+ 113,20
Δz (cm)	6,30	5,80	5,70
φ (rad)	0,0015	0,0014	0,0014
Ballastmateriaal	Beton	Beton	Beton
Ballastpercentage	75	80	80
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	Niet OK	Niet OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-10: *Vaste Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 433	- 433	- 433
ΣV (kN)	+ 1650	+ 1351	+ 1363
ΣM (kNm)	+ 28682	+ 28280	+ 26481
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 61,30	- 67,20	- 60,50
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 141,40	+ 132,80	+ 126,70
Δz (cm)	6,40	6,20	6,00
φ (rad)	0,0016	0,0015	0,0014
Ballastmateriaal	Beton	Beton	Beton
Ballastpercentage	70	80	80
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	Niet OK	Niet OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-11: *Hoge Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 433	- 433	- 433
ΣV (kN)	+ 1428	+ 1479	+ 1491
ΣM (kNm)	+ 20127	+ 20553	+ 18754
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 36,50	- 36,70	- 30,10
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 105,80	+ 108,60	+ 102,50
Δz (cm)	5,40	5,50	5,40
φ (rad)	0,0013	0,0013	0,0013
Ballastmateriaal	Zand	Zand	Zand
Ballastpercentage	50	65	65
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-12: *Lage Drempel (Per strekkende Meter)*

	1 damwand	2 damwanden	0 damwanden
ΣH (kN)	- 433	- 433	- 433
ΣV (kN)	+ 1735	+ 1940	+ 1430
ΣM (kNm)	+ 19987	+ 24167	+ 19910
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 7,10	- 9,60	- 7,50
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 28,20	+ 33,10	+ 24,90
Δz (cm)	2,20	2,50	2,00
φ (rad)	0,0005	0,0006	0,0005
Ballastmateriaal	Zand	Zand	Zand
Ballastpercentage	5-10	15-15	10-15
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-13: *Pijler 3 of 4 (Per strekkende Meter)*

SYSTEEM II

Kerende Toestand

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 7058	- 7058	- 1949	- 16065
ΣV (kN)	+ 33285	+ 24906	+ 8114	+ 67305
ΣM (kNm)	+ 203114	+ 93676	+ 78858	+ 375648
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 5,50	+ 16,80	- 4,50	+ 38,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 93,60	+ 57,40	+ 26,40	+ 370,00
Δz (cm)	-	-	-	10,00
φ (rad)	-	-	-	0,0024
Ballastmateriaal	Zand	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	75-75	75-75	10-10	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-14: *Pijler 2 (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 7058	- 7058	- 1949	- 16065
ΣV (kN)	+ 33692	+ 26047	+ 6687	+ 66426
ΣM (kNm)	+ 230564	+ 102185	+ 79538	+ 412287
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 0,20	+ 16,60	- 6,60	+ 20,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 100,20	+ 61,00	+ 26,40	+ 384,00
Δz (cm)	-	-	-	10,10
φ (rad)	-	-	-	0,0025
Ballastmateriaal	Beton	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	60-70	75-75	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-15: *Pijler 2 (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 7058	- 7058	- 1949	- 16065
ΣV (kN)	+ 25086	+ 26259	+ 6746	+ 58091
ΣM (kNm)	+ 144565	+ 72861	+ 71438	+ 288864
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 6,00	+ 23,30	- 4,90	+ 48,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 68,70	+ 54,90	+ 23,10	+ 304,00
Δz (cm)	-	-	-	9,20
ϕ (rad)	-	-	-	0,0022
Ballastmateriaal	Beton	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	60-60	75-75	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-16: *Pijler 2 (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 14073	- 1949	- 16022
ΣV (kN)	+ 49660	+ 8114	+ 57774
ΣM (kNm)	+ 186778	+ 78858	+ 265636
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 16,80	- 4,50	+ 58,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 57,40	+ 26,40	+ 292,00
Δz (cm)	-	-	9,10
ϕ (rad)	-	-	0,0022
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	75-75	10-10	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-17: *Pijler 3 (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 14073	- 1949	- 16022
ΣV (kN)	+ 51935	+ 6687	+ 58622
ΣM (kNm)	+ 203743	+ 79538	+ 283281
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 16,60	- 6,60	+ 53,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 61,00	+ 24,60	+ 303,00
Δz (cm)	-	-	9,20
ϕ (rad)	-	-	0,0022
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	75-75	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-18: *Pijler 3 (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 14073	- 1949	- 16022
ΣV (kN)	+ 58358	+ 6746	+ 59104
ΣM (kNm)	+ 145275	+ 71438	+ 216713
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 23,30	- 4,90	+ 83,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 54,90	+ 23,10	+ 275,00
Δz (cm)	-	-	8,80
φ (rad)	-	-	0,0021
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	75-75	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-19: *Pijler 3 (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

Geopende Toestand

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 489	- 489	- 135	- 1113
ΣV (kN)	+ 29911	+ 28248	+ 9491	+ 67650
ΣM (kNm)	+ 188754	+ 132715	+ 90158	+ 411627
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 3,60	+ 13,30	- 4,90	+ 26,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 85,50	+ 70,80	+ 30,50	+ 384,00
Δz (cm)	-	-	-	10,10
φ (rad)	-	-	-	0,0025
Ballastmateriaal	Zand	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	75	60	35	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-20: *Pijler 2 (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 489	- 489	- 135	- 1113
ΣV (kN)	+ 29585	+ 31443	+ 11750	+ 72778
ΣM (kNm)	+ 187254	+ 148281	+ 107874	+ 443409
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 3,40	+ 14,70	- 6,60	+ 25,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 84,70	+ 79,00	+ 26,40	+ 417,00
Δz (cm)	-	-	-	10,50
φ (rad)	-	-	-	0,0025
Ballastmateriaal	Zand	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	75	65	40	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-21: *Pijler 2 (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 489	- 489	- 135	- 1113
ΣV (kN)	+ 29585	+ 31459	+ 11750	+ 72794
ΣM (kNm)	+ 186554	+ 147580	+ 107681	+ 441815
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 3,60	+ 14,80	- 5,30	+ 26,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 84,50	+ 78,80	+ 37,90	+ 416,00
Δz (cm)	-	-	-	10,50
φ (rad)	-	-	-	0,0025
Ballastmateriaal	Zand	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	75	65	40	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-22: *Pijler 2 (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 975	- 135	- 1110
ΣV (kN)	+ 56323	+ 9855	+ 66178
ΣM (kNm)	+ 264615	+ 95436	+ 360051
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 13,30	- 5,40	+ 46,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 70,80	+ 32,00	+ 408,00
Δz (cm)	-	-	10,40
φ (rad)	-	-	0,0025
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	60	35	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-23: *Pijler 3 (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 975	- 135	- 1110
ΣV (kN)	+ 62693	+ 12114	+ 74807
ΣM (kNm)	+ 295653	+ 113153	+ 408806
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 14,70	- 5,90	+ 46,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 79,00	+ 38,60	+ 408,00
Δz (cm)	-	-	10,40
φ (rad)	-	-	0,0025
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	65	40	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-24: *Pijler 3 (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 975	- 135	- 1110
ΣV (kN)	+ 62725	+ 12119	+ 74844
ΣM (kNm)	+ 294255	+ 112959	+ 407214
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 14,80	- 5,80	+ 47,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 78,80	+ 38,50	+ 407,00
Δz (cm)	-	-	10,40
ϕ (rad)	-	-	0,0025
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	65	40	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-25: *Pijler 3 (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

Onderhoud

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 7058	- 7058	- 1949	- 16065
ΣV (kN)	+ 26895	+ 23276	+ 7439	+ 57610
ΣM (kNm)	+ 467513	+ 328070	+ 84663	+ 880250
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 61,30	+ 36,50	- 6,60	- 214,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 141,40	+ 105,80	+ 26,70	+ 564,00
Δz (cm)	-	-	-	11,70
ϕ (rad)	-	-	-	0,0028
Ballastmateriaal	Beton	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	70	50	5-10	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-26: *Pijler 2 (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 7058	- 7058	- 1949	- 16065
ΣV (kN)	+ 22021	+ 24108	+ 8361	+ 54490
ΣM (kNm)	+ 460964	+ 335014	+ 103478	+ 899456
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 67,20	- 36,70	- 9,00	- 232,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 132,80	+ 108,60	+ 31,60	+ 562,00
Δz (cm)	-	-	-	11,70
ϕ (rad)	-	-	-	0,0028
Ballastmateriaal	Beton	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	80	65	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	Niet OK	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-27: *Pijler 2 (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Hoge Drempel	Lage Drempel	Pijler 2	Totaal
ΣH (kN)	- 7058	- 7058	- 1949	- 16065
ΣV (kN)	+ 22217	+ 24303	+ 8420	+ 54940
ΣM (kNm)	+ 431640	+ 305690	+ 95378	+ 832708
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 60,50	+ 30,10	- 7,40	- 201,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 126,70	+ 102,50	+ 30,10	+ 535,00
Δz (cm)	-	-	-	11,50
ϕ (rad)	-	-	-	0,0028
Ballastmateriaal	Beton	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	80	65	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK	OK
Afschuiven	Niet OK	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-28: *Pijler 2 (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 14037	- 1949	- 16022
ΣV (kN)	+ 46410	+ 7808	+ 54218
ΣM (kNm)	+ 654128	+ 89942	+ 744070
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 36,50	- 7,10	- 165,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 105,80	+ 28,20	+ 493,00
Δz (cm)	-	-	11,20
ϕ (rad)	-	-	0,0027
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	50	5-10	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-29: *Pijler 3 (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 14073	- 1949	- 16022
ΣV (kN)	+ 48068	+ 8730	+ 56798
ΣM (kNm)	+ 667978	+ 108752	+ 776725
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 86,70	- 9,60	- 169,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 108,60	+ 33,10	+ 515,00
Δz (cm)	-	-	11,30
ϕ (rad)	-	-	0,0027
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	65	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-30: *Pijler 3 (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijler 3	Totaal
ΣH (kN)	- 14073	- 1949	- 16022
ΣV (kN)	+ 48458	+ 8789	+ 57247
ΣM (kNm)	+ 609505	+ 100656	+ 710161
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 30,10	- 7,90	- 140,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 102,50	+ 31,60	+ 488,00
Δz (cm)	-	-	11,10
ϕ (rad)	-	-	0,0027
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	65	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	Niet OK

Tabel XV-31: *Pijler 3 (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

SYSTEEM III

Kerende Toestand

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 7145	- 2598	- 9743
ΣV (kN)	+ 24090	+ 10818	+ 34908
ΣM (kNm)	+ 143666	+ 105144	+ 248810
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 4,70	- 4,50	- 1,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 66,20	+ 26,40	+ 77,00
Δz (cm)	-	-	4,50
ϕ (rad)	-	-	0,0011
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	65-65	10	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-32: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 7145	- 2598	- 9743
ΣV (kN)	+ 34106	+ 8916	+ 43022
ΣM (kNm)	+ 233393	+ 106050	+ 339443
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 0,20	- 6,60	- 7,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 100,20	+ 24,60	+ 99,00
Δz (cm)	-	-	5,20
ϕ (rad)	-	-	0,0013
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	70-70	15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-33: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 7145	- 2598	- 9743
ΣV (kN)	+ 25394	+ 8994	+ 34388
ΣM (kNm)	+ 146339	+ 95250	+ 241589
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 6,00	- 4,90	- 1,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 68,70	+ 23,10	+ 75,00
Δz (cm)	-	-	4,40
φ (rad)	-	-	0,0011
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	60-60	15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-34: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 10825	- 2598	- 13423
ΣV (kN)	+ 38200	+ 10818	+ 49018
ΣM (kNm)	+ 143675	+ 105144	+ 248819
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 16,80	- 4,50	+ 10,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 57,40	+ 26,40	+ 66,00
Δz (cm)	-	-	4,10
φ (rad)	-	-	0,001
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	75-75	10	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-35: *Lage Drempel (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 10825	- 2598	- 13423
ΣV (kN)	+ 39950	+ 8916	+ 48866
ΣM (kNm)	+ 156725	+ 106050	+ 262775
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 16,60	- 6,60	+ 8,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 61,00	+ 24,60	+ 68,00
Δz (cm)	-	-	4,10
φ (rad)	-	-	0,001
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	75-75	15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-36: *Lage Drempel (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 10825	- 2598	- 13423
ΣV (kN)	+ 40275	+ 8994	+ 49269
ΣM (kNm)	+ 111750	+ 95250	+ 207000
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 23,30	- 4,90	+ 15,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 54,90	+ 23,10	+ 63,00
Δz (cm)	-	-	3,90
ϕ (rad)	-	-	0,001
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	75-75	15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-37: *Lage Drempel (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

Geopende Toestand

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 495	- 180	- 675
ΣV (kN)	+ 30278	+ 11580	+ 41858
ΣM (kNm)	+ 191070	+ 104856	+ 295926
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 3,60	- 3,70	- 1,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 85,50	+ 27,80	+ 91,00
Δz (cm)	-	-	5,00
ϕ (rad)	-	-	0,0012
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	75	35	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-38: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 495	- 180	- 675
ΣV (kN)	+ 29948	+ 14592	+ 44540
ΣM (kNm)	+ 189552	+ 128478	+ 318024
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 3,40	- 4,10	- 2,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 84,70	+ 33,70	+ 98,00
Δz (cm)	-	-	5,20
ϕ (rad)	-	-	0,0013
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	75	40-40	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-39: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 495	- 180	- 675
ΣV (kN)	+ 29948	+ 14592	+ 44540
ΣM (kNm)	+ 188843	+ 128220	+ 317063
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 3,60	- 4,10	- 2,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 84,50	+ 33,60	+ 98,00
Δz (cm)	-	-	5,20
φ (rad)	-	-	0,0013
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	75	40-40	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-40: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 750	- 180	- 930
ΣV (kN)	+ 43325	+ 11580	+ 54905
ΣM (kNm)	+ 203550	+ 104856	+ 308406
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 13,30	- 3,70	+ 8,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 70,80	+ 27,80	+ 78,00
Δz (cm)	-	-	4,50
φ (rad)	-	-	0,0011
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	60	35-35	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-41: *Lage Drempel (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 750	- 180	- 930
ΣV (kN)	+ 49600	+ 15252	+ 64852
ΣM (kNm)	+ 247775	+ 137910	+ 385685
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 13,10	- 4,90	+ 7,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 83,20	+ 35,70	+ 95,00
Δz (cm)	-	-	5,10
φ (rad)	-	-	0,0012
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	65	40-40	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-42: *Lage Drempel (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 750	- 180	- 930
ΣV (kN)	+ 48250	+ 14592	+ 62842
ΣM (kNm)	+ 226350	+ 128220	+ 354570
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	+ 14,80	- 4,10	+ 19,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 78,80	+ 33,60	+ 89,00
Δz (cm)	-	-	4,90
ϕ (rad)	-	-	0,0012
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	65	40-40	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	OK	Niet OK	OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-43: *Lage Drempel (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

Onderhoud

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 7145	- 2598	- 9743
ΣV (kN)	+ 27225	+ 11976	+ 39201
ΣM (kNm)	+ 473253	+ 121704	+ 594957
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 61,30	- 5,80	- 37,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 141,40	+ 30,00	+ 99,00
Δz (cm)	-	-	5,20
ϕ (rad)	-	-	0,0013
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	70	10-10	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-44: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 7145	- 2598	- 9743
ΣV (kN)	+ 22292	+ 10074	+ 32366
ΣM (kNm)	+ 466620	+ 122610	+ 589230
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 67,20	- 7,90	- 42,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 132,80	+ 28,20	+ 92,00
Δz (cm)	-	-	5,00
ϕ (rad)	-	-	0,0012
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	80	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	Niet OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-45: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Hoge Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 7145	- 2598	- 9743
ΣV (kN)	+ 22490	+ 10152	+ 32642
ΣM (kNm)	+ 436937	+ 111810	+ 548747
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 60,50	- 6,20	- 37,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 126,70	+ 26,70	+ 89,00
Δz (cm)	-	-	4,90
ϕ (rad)	-	-	0,0012
Ballastmateriaal	Beton	Zand	-
Ballastpercentage	80	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	Niet OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-46: *Hoge Drempel (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 10825	- 2598	- 13423
ΣV (kN)	+ 35700	+ 9504	+ 45204
ΣM (kNm)	+ 503175	+ 121704	+ 624879
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 36,50	- 5,80	- 36,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 105,80	+ 30,00	+ 106,00
Δz (cm)	-	-	5,40
ϕ (rad)	-	-	0,0013
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	50	5-10	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-47: *Lage Drempel (Constructie-Element; 1 Damwand)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 10825	- 2598	- 13423
ΣV (kN)	+ 36975	+ 10734	+ 47709
ΣM (kNm)	+ 513825	+ 132048	+ 645873
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 36,70	- 8,60	- 37,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 108,60	+ 30,30	+ 111,00
Δz (cm)	-	-	5,60
ϕ (rad)	-	-	0,0014
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	65	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-48: *Lage Drempel (Constructie-Element; 2 Damwanden)*

	Lage Drempel	Pijlers	Totaal
ΣH (kN)	- 10825	- 2598	- 13423
ΣV (kN)	+ 37275	+ 10812	+ 48087
ΣM (kNm)	+ 468850	+ 111810	+ 580660
σ'_{MIN} (kNm^{-2})	- 30,10	- 6,20	- 28,00
σ'_{MAX} (kNm^{-2})	+ 102,50	+ 26,70	+ 104,00
Δz (cm)	-	-	5,40
ϕ (rad)	-	-	0,0013
Ballastmateriaal	Zand	Zand	-
Ballastpercentage	65	15-15	-
Opdrijven	OK	OK	OK
Afschuiven	OK	OK	OK
Kantelen	Niet OK	Niet OK	Niet OK
Korrelspanning	OK	OK	OK

Tabel XV-49: *Lage Drempel (Constructie-Element; 0 Damwanden)*

PARAMETERS

Referentievlak

h_F	208.4 m

Hydraulisch Ontwerp

Afmetingen		Referentie
$L_{VD,Y}$	25.6 m	
$L_{HD,Y}$	39 m	
$L_{LD,Y}$	113 m	
$L_{ND,Y}$	42.4 m	
$L_{X,BO}$	20.6 m	
$L_{X,BE}$	20.6 m	
$L_{VD,Z}$	12.2 m	220.6 m
$L_{ND,Z}$	12.6 m	221 m
$L_{HD,Z}$	9.2 m	217.6 m
$L_{LD,Z}$	6.4 m	214.8 m
$L_{W,Z}$	2.4 m	210.8 m
$L_{X,TOT}$	41.2 m	
$L_{Y,TOT}$	220 m	

Ondergrond

d_{oo}	0 m

Pijlers

Pijlers	
	ja
n_P	5.0
Externe Afmetingen	
$L_{P,X}$	22.6 m
$L_{P,Y}$	4.0 m
$L_{P,Z,oo}$	23.7 m

Materiaal

Materiaalvolumes	
$v_{CE,BETON}$	20 %
$v_{CE,BALLAST}$	40 %
Eigen Gewicht	
$\gamma_{EG,BETON}$	25 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,WATER}$	10 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,BALLAST}$	18 kNm^{-3}

Waterstanden

Ontwerp		USACE
$h_{W,BO}$	229.5 m	220.6 m
$h_{W,BE}$	229.4 m	216.4 m

Bodemligging

Ontwerp		USACE
$h_{B,BO}$	210.3 m	210.3 m
$h_{B,BE}$	208.4 m	208.4 m

Ondergrond

Zandlaag	
$\gamma_{EG,ZAND,DROOG}$	18 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,ZAND,NAT}$	20 kNm^{-3}
ϕ_Z	30 graden
K_N	0.5
K_A	0.3333
K_P	3

Onderloopsheid

Piping-Constanten	
C_B	9
C_L	5
$\gamma_{V,P}$	1.5
Verticale Verlenging Kwelweg	
$L_{V,1}$	5
$L_{V,2}$	5
Horizontale Verlenging Kwelweg	
$L_{H,1}$	0
$L_{H,2}$	0

Veiligheidsfactoren

Afschuiven	
$\gamma_{V,A}$	1.2
Opdrijven	
$\gamma_{V,O}$	1.2

PARAMETERS

Hydraulisch Ontwerp

Afmetingen		Referentie
$L_{VD,Y}$	25.6 m	
$L_{HD,Y}$	39 m	
$L_{LD,Y}$	113 m	
$L_{ND,Y}$	42.4 m	
$L_{X,BO}$	20.6 m	
$L_{X,BE}$	20.6 m	
$L_{VD,Z}$	12.2 m	220.6 m
$L_{ND,Z}$	12.6 m	221 m
$L_{HD,Z}$	9.2 m	217.6 m
$L_{LD,Z}$	6.4 m	214.8 m
$L_{W,Z}$	2.4 m	210.8 m

Ondergrond

d_{oo}	0 m

Pijlers

Pijlers	
	ja
n_P	5.0
Externe Afmetingen	
$L_{P,X}$	22.6 m
$L_{P,Y}$	4.0 m
$L_{P,Z,oo}$	23.7 m

Materiaal

Materiaalvolumes	
$v_{CE,BETON}$	20 %
$v_{CE,BALLAST}$	40 %
Eigen Gewicht	
$\gamma_{EG,BETON}$	25 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,WATER}$	10 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,BALLAST}$	18 kNm^{-3}

Waterstanden

Ontwerp		USACE
$h_{W,BO}$	229.5 m (+MSL)	220.6 m
$h_{W,BE}$	229.4 m (+MSL)	216.4 m

ONTWERP

Segmentschuiven

Hoge Drempel

Segmentschuif					
h_S	222.7 m				
R	14.6 m				
α	1.21396 rad				
ϕ	2.05528 rad				
Waterbelasting					
H_{TG}	-708.05 kN	a_{HTG}	14.3 m	M_{HTG}	-10125.12 kNm
V_{TG}	-56.8507 kN	a_{VTG}	-2.0 m	M_{VTG}	113.70141 kNm
Resultantes					
ΣH	-708.05 kN				
ΣV	-56.8507 kN				
ΣM	-10011.4 kNm				

Lage Overlaat

Tainter Gate					
h_S	222.7 m				
R	14.6 m				
α	0.99906 rad				
β	2.04756 rad				
ϕ	2.05528 rad				
Waterbelasting					
H_{TG}	-14.65 kN	a_{HTG}	14.3 m	M_{HTG}	-209.495 kNm
V_{TG}	-0.66788 kN	a_{VTG}	-2.0 m	M_{VTG}	1.3357504 kNm
Resultantes					
ΣH	-14.65 kN				
ΣV	-0.66788 kN				
ΣM	-208.159 kNm				

PARAMETERS

Hydraulisch Ontwerp

Afmetingen		Referentie
$L_{VD,Y}$	25.6 m	
$L_{HD,Y}$	39 m	
$L_{LD,Y}$	113 m	
$L_{ND,Y}$	42.4 m	
$L_{X,BO}$	20.6 m	
$L_{X,BE}$	20.6 m	
$L_{VD,Z}$	12.2 m	220.6 m
$L_{ND,Z}$	12.6 m	221 m
$L_{HD,Z}$	9.2 m	217.6 m
$L_{LD,Z}$	6.4 m	214.8 m
$L_{W,Z}$	2.4 m	210.8 m

Ondergrond

d_{oo}	0 m

Pijlers

Pijlers	
	ja
n_P	5.0
Externe Afmetingen	
$L_{P,X}$	22.6 m
$L_{P,Y}$	4.0 m
$L_{P,Z,oo}$	23.7 m

Materiaal

Materiaalvolumes	
$v_{CE,BETON}$	20 %
$v_{CE,BALLAST}$	40 %
Eigen Gewicht	
$\gamma_{EG,BETON}$	25 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,WATER}$	10 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,BALLAST}$	18 kNm^{-3}

Waterstanden

Ontwerp		USACE
$h_{W,BO}$	229.5 m	220.6 m
$h_{W,BE}$	229.4 m	216.4 m

Bodemligging

Ontwerp		USACE
$h_{B,BO}$	210.3 m	211.5 m
$h_{B,BE}$	208.4 m	208.4 m

Ondergrond

Zandlaag	
$\gamma_{EG,ZAND,DROOG}$	18 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,ZAND,NAT}$	20 kNm^{-3}
ϕ_Z	30 graden
K_N	0.5
K_A	0.333
K_P	3

ONTWERP

Vaste Drempel

Algemeen				Onderloopsheid	
Referentievlak		*Afmetingen*		*Vereiste Kwellengte*	
h_F	208.4 m	H_{W1}	21.1 m	$L_{V,B}$	1.35 m
Oppervlaktes		H_{W2}	21 m	$L_{V,L}$	0.75 m
A_{VD}	199.82 m^2	$H_{C,1}$	12.2 m	*Aanwezige Kwellengte*	
A_W	665.38 m^2	$H_{C,2}$	2.4 m	$L_{A,B}$	63.1 m
Zwaartepunt t.o.v. M		$H_{B,1}$	1.9 m	$L_{A,L}$	35.633 m
z_{VD}	6.9375 m	$H_{B,2}$	0 m	*Piping*	
z_W	5.2085 m	$L_{X,TOT}$	41.2 m	OK	*Bligh*
		$L_{Y,TOT}$	23.6 m	OK	*Lane*

Grond-, Korrel- en Waterspanningen

Waterdrukgradient

$\Delta p/L_{KWEL}$	0.0158

Waterspanningen		Grondspanningen		Korrelspanningen	
p_1	192 kNm^{-2}	σ_1	0 kNm^{-2}	σ'_1	0 kNm^{-2}
p_2	192 kNm^{-2}	σ_2	192 kNm^{-2}	$\sigma'_{2,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{2,A}$	0 kNm^{-2}
p_3	210.97 kNm^{-2}	σ_3	230 kNm^{-2}	σ'_{3N}	9.5151 kNm^{-2}
				$\sigma'_{3,A}$	6.3434 kNm^{-2}
p_4	210.81 kNm^{-2}				
p_5	210.16 kNm^{-2}				
p_6	210 kNm^{-2}	σ_6	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{6,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{6,P}$	0 kNm^{-2}
p_7	210 kNm^{-2}	σ_7	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{7,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{7,P}$	0 kNm^{-2}
p_8	210 kNm^{-2}	σ_8	0 kNm^{-2}	σ'_8	0 kNm^{-2}

Externe Belastingen

Horizontale Waterbelastingen					
$H_{W,H,1}$	-1843.2 kN	$a_{W,H,1}$	8.3 m	$M_{W,H,1}$	-15299 kNm
$H_{W,H,2}$	-400.84 kN	$a_{W,H,2}$	0.95 m	$M_{W,H,2}$	-380.8 kNm
$H_{W,H,3}$	18.021 kN	$a_{W,H,3}$	0.633 m	$M_{W,H,3}$	11.414 kNm
$H_{W,H,4}$	0 kN	$a_{W,H,4}$	0 m	$M_{W,H,4}$	0 kNm
$H_{W,H,5}$	0 kN	$a_{W,H,5}$	0 m	$M_{W,H,5}$	0 kNm
$H_{W,H,6}$	2205 kN	$a_{W,H,6}$	7 m	$M_{W,H,6}$	15435 kNm
Horizontale Grondbelastingen					
$H_{G,H,1,N}$	0 kN	$a_{G,H,1,N}$	0.95 m	$M_{G,H,1,N}$	0 kNm
$H_{G,H,1,A}$	0 kN	$a_{G,H,1,A}$	0.95 m	$M_{G,H,1,A}$	0 kNm
$H_{G,H,2,N}$	-9.0393 kN	$a_{G,H,2,N}$	0.633 m	$M_{G,H,2,N}$	-5.725 kNm
$H_{G,H,2,A}$	-6.0262 kN	$a_{G,H,2,A}$	0.633 m	$M_{G,H,2,A}$	-3.817 kNm
$H_{G,H,3,N}$	0 kN	$a_{G,H,3,N}$	0 m	$M_{G,H,3,N}$	0 kNm
$H_{G,H,3,P}$	0 kN	$a_{G,H,3,P}$	0 m	$M_{G,H,3,P}$	0 kNm
$H_{G,H,4,N}$	0 kN	$a_{G,H,4,N}$	0 m	$M_{G,H,4,N}$	0 kNm
$H_{G,H,4,P}$	0 kN	$a_{G,H,4,P}$	0 m	$M_{G,H,4,P}$	0 kNm
Verticale Waterbelastingen					
$V_{W,V,1}$	-8658.5 kN	$a_{W,V,1}$	0 m	$M_{W,V,1}$	0 kNm
$V_{W,V,2}$	-13.45 kN	$a_{W,V,2}$	6.867 m	$M_{W,V,2}$	-92.36 kNm
$V_{W,V,3}$	6653.8 kN	$a_{W,V,3}$	-5.21 m	$M_{W,V,3}$	-34656 kNm

Eigen Gewicht					
$V_{EG,BE}$	999.1 kN	$a_{EG,bE}$	6.937 m	$M_{EG,BE}$	6931.2 kNm
$V_{EG,BE,BA}$	1438.7 kN	$a_{EG,BE,BA}$	6.937 m	$M_{EG,BE,BA}$	9980.9 kNm

Onderloopsheid	
Piping-Constanten	
C_B	9
C_L	5
$\gamma_{V,P}$	1.5
Verticale Verlenging Kwelweg	
$L_{V,1}$	5
$L_{V,2}$	5
Horizontale Verlenging Kwelweg	
$L_{H,1}$	0
$L_{H,2}$	0

Grenstoestanden					
Beton (Neutrale Gronddruk)					
ΣH	-30.061 kN	*Opdrijven*	niet OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	419.62 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	-53.71 kNm^{-2}
ΣM	-18075 kNm	*Kantelen*	niet OK	σ'_{MAX}	74.075 kNm^{-2}
Beton (Actieve/Passieve Gronddruk)					
ΣH	-27.048 kN	*Opdrijven*	niet OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	419.62 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	-53.7 kNm^{-2}
ΣM	-18073 kNm	*Kantelen*	niet OK	σ'_{MAX}	74.068 kNm^{-2}

PARAMETERS

Hydraulisch Ontwerp

Afmetingen		Referentie
$L_{VD,Y}$	25.6 m	
$L_{HD,Y}$	39 m	
$L_{LD,Y}$	113 m	
$L_{ND,Y}$	42.4 m	
$L_{X,BO}$	20.6 m	
$L_{X,BE}$	20.6 m	
$L_{VD,Z}$	12.2 m	220.6 m
$L_{ND,Z}$	12.6 m	221 m
$L_{HD,Z}$	9.2 m	217.6 m
$L_{LD,Z}$	6.4 m	214.8 m
$L_{W,Z}$	2.4 m	210.8 m

Ondergrond

d_{oo}	0 m

Pijlers

Pijlers	
	ja
n_P	5.0
Externe Afmetingen	
$L_{P,X}$	22.6 m
$L_{P,Y}$	4.0 m
$L_{P,Z,oo}$	23.7 m

Materiaal

Materiaalvolumes	
$v_{CE,BETON}$	20 %
$v_{CE,BALLAST}$	40 %
Eigen Gewicht	
$\gamma_{EG,BETON}$	25 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,WATER}$	10 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,BALLAST}$	18 kNm^{-3}

Waterstanden

Ontwerp		USACE
$h_{W,BO}$	229.5 m	220.6 m
$h_{W,BE}$	229.4 m	216.4 m

Bodemligging

Ontwerp		USACE
$h_{B,BO}$	210.3 m	211.5 m
$h_{B,BE}$	208.4 m	208.4 m

Ondergrond

Zandlaag	
$\gamma_{EG,ZAND,DROOG}$	18 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,ZAND,NAT}$	20 kNm^{-3}
ϕ_Z	30 graden
K_N	0.5
K_A	0.3333
K_P	3

ONTWERP

Hoge Drempel

Algemeen				Onderloopsheid	
Referentievlak		Afmetingen		Vereiste Kwellengte	
h_F	208.4 m	H_{W1}	21.1 m	$L_{V,B}$	1.35 m
Oppervlaktes		H_{W2}	21 m	$L_{V,L}$	0.75 m
A_{HD}	215.8 m^2	$H_{C,1}$	9.2 m	Aanwezige Kwellengte	
A_W	649.4 m^2	$H_{C,2}$	2.4 m	$L_{A,B}$	63.1 m
Zwaartepunt t.o.v. M		$H_{B,1}$	1.9 m	$L_{A,L}$	35.6333 m
z_{HD}	6.442 m	$H_{B,2}$	0 m	Piping	
z_W	2.141 m	$L_{X,TOT}$	41.2 m	OK	Bligh
z_{BB}	14.8 m	$L_{Y,TOT}$	35 m	OK	Lane

Grond-, Korrel- en Waterspanningen

Waterdrukgradient

$\Delta p/L_{KWEL}$ 0.016

Waterspanningen		Grondspanningen		Korrelspanningen	
p_1	192 kNm^{-2}	σ_1	0 kNm^{-2}	σ'_1	0 kNm^{-2}
p_2	192 kNm^{-2}	σ_2	192 kNm^{-2}	$\sigma'_{2,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{2,A}$	0 kNm^{-2}
p_3	211 kNm^{-2}	σ_3	230 kNm^{-2}	σ'_{3N}	9.51506 kNm^{-2}
				$\sigma'_{3,A}$	6.34337 kNm^{-2}
p_4	210.8 kNm^{-2}				
p_5	210.2 kNm^{-2}				
p_6	210 kNm^{-2}	σ_6	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{6,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{6,P}$	0 kNm^{-2}
p_7	210 kNm^{-2}	σ_7	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{7,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{7,P}$	0 kNm^{-2}
p_8	210 kNm^{-2}	σ_8	0 kNm^{-2}	σ'_8	0 kNm^{-2}

Externe Belastingen

Horizontale Waterbelastingen					
$H_{W,H,1}$	-1843 kN	$a_{W,H,1}$	8.3 m	$M_{W,H,1}$	-15299 kNm
$H_{W,H,2}$	-401 kN	$a_{W,H,2}$	0.95 m	$M_{W,H,2}$	-380.8 kNm
$H_{W,H,3}$	18.02 kN	$a_{W,H,3}$	0.633 m	$M_{W,H,3}$	11.4135 kNm
$H_{W,H,4}$	0 kN	$a_{W,H,4}$	0 m	$M_{W,H,4}$	0 kNm
$H_{W,H,5}$	0 kN	$a_{W,H,5}$	0 m	$M_{W,H,5}$	0 kNm
$H_{W,H,6}$	2205 kN	$a_{W,H,6}$	7 m	$M_{W,H,6}$	15435 kNm
Horizontale Grondbelastingen					
$H_{G,H,1,N}$	0 kN	$a_{G,H,1,N}$	0.95 m	$M_{G,H,1,N}$	0 kNm
$H_{G,H,1,A}$	0 kN	$a_{G,H,1,A}$	0.95 m	$M_{G,H,1,A}$	0 kNm
$H_{G,H,2,N}$	-9.04 kN	$a_{G,H,2,N}$	0.633 m	$M_{G,H,2,N}$	-5.7249 kNm
$H_{G,H,2,A}$	-6.03 kN	$a_{G,H,2,A}$	0.633 m	$M_{G,H,2,A}$	-3.8166 kNm
$H_{G,H,3,N}$	0 kN	$a_{G,H,3,N}$	0 m	$M_{G,H,3,N}$	0 kNm
$H_{G,H,3,P}$	0 kN	$a_{G,H,3,P}$	0 m	$M_{G,H,3,P}$	0 kNm
$H_{G,H,4,N}$	0 kN	$a_{G,H,4,N}$	0 m	$M_{G,H,4,N}$	0 kNm
$H_{G,H,4,P}$	0 kN	$a_{G,H,4,P}$	0 m	$M_{G,H,4,P}$	0 kNm
Verticale Waterbelastingen					
$V_{W,V,1}$	-8659 kN	$a_{W,V,1}$	0 m	$M_{W,V,1}$	0 kNm
$V_{W,V,2}$	-13.5 kN	$a_{W,V,2}$	6.867 m	$M_{W,V,2}$	-92.359 kNm
$V_{W,V,3}$	6494 kN	$a_{W,V,3}$	-2.14 m	$M_{W,V,3}$	-13904 kNm

Eigen Gewicht

$V_{EG,BE}$	1079 kN	$a_{EG,bE}$	6.442 m	$M_{EG,BE}$	6952.09 kNm
$V_{EG,BE,BA}$	1554 kN	$a_{EG,BE,BA}$	6.442 m	$M_{EG,BE,BA}$	10011 kNm
$V_{EG,BB}$	0 kN	$a_{EG,BB}$	14.8 m	$M_{EG,BB}$	0 kNm

Onderloopsheid	
Piping-Constanten	
C_B	9
C_L	5
$\gamma_{V,P}$	1.5
Verticale Verlenging Kwelweg	
$L_{V,1}$	5
$L_{V,2}$	5
Horizontale Verlenging Kwelweg	
$L_{H,1}$	0
$L_{H,2}$	0

Grenstoestanden					
Beton (Neutrale Gronddruk)					
ΣH	-30.1 kN	*Opdrijven*	niet OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	454.9 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	1.39813 kNm^{-2}
ΣM	2728 kNm	*Kantelen*	OK	σ'_{MAX}	20.6829 kNm^{-2}
Beton (Actieve/Passieve Gronddruk)					
ΣH	-27 kN	*Opdrijven*	niet OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	454.9 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	1.39138 kNm^{-2}
ΣM	2730 kNm	*Kantelen*	OK	σ'_{MAX}	20.6896 kNm^{-2}

PARAMETERS

Hydraulisch Ontwerp

Afmetingen		Referentie
$L_{VD,Y}$	25.6 m	
$L_{HD,Y}$	39 m	
$L_{LD,Y}$	113 m	
$L_{ND,Y}$	42.4 m	
$L_{X,BO}$	20.6 m	
$L_{X,BE}$	20.6 m	
$L_{VD,Z}$	12.2 m	220.6 m
$L_{ND,Z}$	12.6 m	221 m
$L_{HD,Z}$	9.2 m	217.6 m
$L_{LD,Z}$	6.4 m	214.8 m
$L_{W,Z}$	2.4 m	210.8 m

Ondergrond

d_{oo}	0 m

Pijlers

Pijlers	
	ja
n_P	5.0
Externe Afmetingen	
$L_{P,X}$	22.6 m
$L_{P,Y}$	4.0 m
$L_{P,Z,oo}$	23.7 m

Materiaal

Materiaalvolumes	
$v_{CE,BETON}$	20 %
$v_{CE,BALLAST}$	40 %
Eigen Gewicht	
$\gamma_{EG,BETON}$	25 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,WATER}$	10 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,BALLAST}$	18 kNm^{-3}

Waterstanden

Ontwerp		USACE
$h_{W,BO}$	229.5 m	220.6 m
$h_{W,BE}$	229.4 m	216.4 m

Bodemligging

Ontwerp		USACE
$h_{B,BO}$	210.3 m	211.5 m
$h_{B,BE}$	208.4 m	208.4 m

Ondergrond

Zandlaag	
$\gamma_{EG,ZAND,DROOG}$	18 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,ZAND,NAT}$	20 kNm^{-3}
ϕ_Z	30 graden
K_N	0.5
K_A	0.3333
K_P	3

ONTWERP

Lage Drempel

Algemeen				Onderloopsheid	
Referentievlak		*Afmetingen*		*Vereiste Kwellengte*	
h_F	208.4 m	H_{W1}	21.1 m	$L_{V,B}$	1.35 m
Oppervlaktes		H_{W2}	21 m	$L_{V,L}$	0.75 m
A_{LD}	173.3 m^2	$H_{C,1}$	6.4 m	*Aanwezige Kwellengte*	
A_W	691.9 m^2	$H_{C,2}$	2.4 m	$L_{A,B}$	63.1 m
Zwaartepunt t.o.v. M		$H_{B,1}$	1.9 m	$L_{A,L}$	35.6333 m
z_{LD}	4.836 m	$H_{B,2}$	0 m	*Piping*	
z_W	1.211 m	$L_{X,TOT}$	41.2 m	OK	*Bligh*
z_{BB}	14.8 m	$L_{Y,TOT}$	101 m	OK	*Lane*

Grond-, Korrel- en Waterspanningen

Waterdrukgradient

$\Delta p/L_{KWEL}$	0.016

Waterspanningen		Grondspanningen		Korrelspanningen	
p_1	192 kNm^{-2}	σ_1	0 kNm^{-2}	σ'_1	0 kNm^{-2}
p_2	192 kNm^{-2}	σ_2	192 kNm^{-2}	$\sigma'_{2,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{2,A}$	0 kNm^{-2}
p_3	211 kNm^{-2}	σ_3	230 kNm^{-2}	σ'_{3N}	9.51506 kNm^{-2}
				$\sigma'_{3,A}$	6.34337 kNm^{-2}
p_4	210.8 kNm^{-2}				
p_5	210.2 kNm^{-2}				
p_6	210 kNm^{-2}	σ_6	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{6,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{6,P}$	0 kNm^{-2}
p_7	210 kNm^{-2}	σ_7	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{7,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{7,P}$	0 kNm^{-2}
p_8	210 kNm^{-2}	σ_8	0 kNm^{-2}	σ'_8	0 kNm^{-2}

Externe Belastingen

Horizontale Waterbelastingen					
$H_{W,H,1}$	-1843 kN	$a_{W,H,1}$	8.3 m	$M_{W,H,1}$	-15299 kNm
$H_{W,H,2}$	-400.8 kN	$a_{W,H,2}$	0.95 m	$M_{W,H,2}$	-380.8 kNm
$H_{W,H,3}$	18.02 kN	$a_{W,H,3}$	0.633 m	$M_{W,H,3}$	11.4135 kNm
$H_{W,H,4}$	0 kN	$a_{W,H,4}$	0 m	$M_{W,H,4}$	0 kNm
$H_{W,H,5}$	0 kN	$a_{W,H,5}$	0 m	$M_{W,H,5}$	0 kNm
$H_{W,H,6}$	2205 kN	$a_{W,H,6}$	7 m	$M_{W,H,6}$	15435 kNm
Horizontale Grondbelastingen					
$H_{G,H,1,N}$	0 kN	$a_{G,H,1,N}$	0.95 m	$M_{G,H,1,N}$	0 kNm
$H_{G,H,1,A}$	0 kN	$a_{G,H,1,A}$	0.95 m	$M_{G,H,1,A}$	0 kNm
$H_{G,H,2,N}$	-9.039 kN	$a_{G,H,2,N}$	0.633 m	$M_{G,H,2,N}$	-5.7249 kNm
$H_{G,H,2,A}$	-6.026 kN	$a_{G,H,2,A}$	0.633 m	$M_{G,H,2,A}$	-3.8166 kNm
$H_{G,H,3,N}$	0 kN	$a_{G,H,3,N}$	0 m	$M_{G,H,3,N}$	0 kNm
$H_{G,H,3,P}$	0 kN	$a_{G,H,3,P}$	0 m	$M_{G,H,3,P}$	0 kNm
$H_{G,H,4,N}$	0 kN	$a_{G,H,4,N}$	0 m	$M_{G,H,4,N}$	0 kNm
$H_{G,H,4,P}$	0 kN	$a_{G,H,4,P}$	0 m	$M_{G,H,4,P}$	0 kNm
Verticale Waterbelastingen					
$V_{W,V,1}$	-8659 kN	$a_{W,V,1}$	0 m	$M_{W,V,1}$	0 kNm
$V_{W,V,2}$	-13.45 kN	$a_{W,V,2}$	6.867 m	$M_{W,V,2}$	-92.359 kNm
$V_{W,V,3}$	6919 kN	$a_{W,V,3}$	-1.21 m	$M_{W,V,3}$	-8380.5 kNm

Eigen Gewicht					
$V_{EG,BE}$	866.4 kN	$a_{EG,bE}$	4.836 m	$M_{EG,BE}$	4190.27 kNm
$V_{EG,BE,BA}$	1248 kN	$a_{EG,BE,BA}$	4.836 m	$M_{EG,BE,BA}$	6033.98 kNm
$V_{EG,BB}$	55 kN	$a_{EG,BB}$	14.8 m	$M_{EG,BB}$	814 kNm

Onderloopsheid	
Piping-Constanten	
C_B	9
C_L	5
$\gamma_{V,P}$	1.5
Verticale Verlenging Kwelweg	
$L_{V,1}$	5
$L_{V,2}$	5
Horizontale Verlenging Kwelweg	
$L_{H,1}$	0
$L_{H,2}$	0

Grenstoestanden					
Beton (Neutrale Gronddruk)					
ΣH	-30.06 kN	*Opdrijven*	niet OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	416.2 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	1.8786 kNm^{-2}
ΣM	2327 kNm	*Kantelen*	OK	σ'_{MAX}	18.327 kNm^{-2}
Beton (Actieve/Passieve Gronddruk)					
ΣH	-27.05 kN	*Opdrijven*	niet OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	416.2 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	1.87186 kNm^{-2}
ΣM	2329 kNm	*Kantelen*	OK	σ'_{MAX}	18.3338 kNm^{-2}

PARAMETERS

Hydraulisch Ontwerp

Afmetingen		Referentie
$L_{VD,Y}$	25.6 m	
$L_{HD,Y}$	39 m	
$L_{LD,Y}$	113 m	
$L_{ND,Y}$	42.4 m	
$L_{X,BO}$	20.6 m	
$L_{X,BE}$	20.6 m	
$L_{VD,Z}$	12.2 m	220.6 m
$L_{ND,Z}$	12.6 m	221 m
$L_{HD,Z}$	9.2 m	217.6 m
$L_{LD,Z}$	6.4 m	214.8 m
$L_{W,Z}$	2.4 m	210.8 m

Ondergrond

d_{oo}	0 m

Pijlers

Pijlers	
	ja
n_P	5.0
Externe Afmetingen	
$L_{P,X}$	22.6 m
$L_{P,Y}$	4.0 m
$L_{P,Z,oo}$	23.7 m

Materiaal

Materiaalvolumes	
$v_{CE,BETON}$	20 %
$v_{CE,BALLAST}$	40 %
Eigen Gewicht	
$\gamma_{EG,BETON}$	25 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,WATER}$	10 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,BALLAST}$	18 kNm^{-3}

Waterstanden

Ontwerp		USACE
$h_{W,BO}$	229.5 m	220.6 m
$h_{W,BE}$	229.4 m	216.4 m

Bodemligging

Ontwerp		USACE
$h_{B,BO}$	210.3 m	211.5 m
$h_{B,BE}$	208.4 m	208.4 m

Ondergrond

Zandlaag	
$\gamma_{EG,ZAND,DROOG}$	18 kNm^{-3}
$\gamma_{EG,ZAND,NAT}$	20 kNm^{-3}
ϕ_Z	30 graden
K_N	0.5
K_A	0.3333
K_P	3

ONTWERP

Pijlers

Algemeen				Onderloopsheid	
Referentievlak		*Afmetingen*		*Vereiste Kwellengte*	
h_F	208.4 m	H_{W1}	21.1 m	$L_{V,B}$	1.35 m
Oppervlaktes		H_{W2}	21 m	$L_{V,L}$	0.75 m
A_P	580.3 m^2	$H_{C,1}$	23.7 m	*Aanwezige Kwellengte*	
A_W	383.2 m^2	$H_{C,2}$	2.4 m	$L_{A,B}$	63.1 m
Zwaartepunt t.o.v. M		$H_{B,1}$	1.9 m	$L_{A,L}$	35.633 m
z_P	7.715 m	$H_{B,2}$	0 m	*Piping*	
z_W	9.3 m	$L_{X,TOT}$	41.2 m	OK	*Bligh*
z_{BB}	14.3 m	$L_{Y,TOT}$	4.0 m	OK	*Lane*

Grond-, Korrel- en Waterspanningen

Waterdrukgradient

$\Delta p/L_{KWEL}$	0.016

Waterspanningen		Grondspanningen		Korrelspanningen	
p_1	192 kNm^{-2}	σ_1	0 kNm^{-2}	σ'_1	0 kNm^{-2}
p_2	192 kNm^{-2}	σ_2	192 kNm^{-2}	$\sigma'_{2,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{2,A}$	0 kNm^{-2}
p_3	211 kNm^{-2}	σ_3	230 kNm^{-2}	σ'_{3N}	9.5151 kNm^{-2}
				$\sigma'_{3,A}$	6.3434 kNm^{-2}
p_4	210.8 kNm^{-2}				
p_5	210.2 kNm^{-2}				
p_6	210 kNm^{-2}	σ_6	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{6,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{6,P}$	0 kNm^{-2}
p_7	210 kNm^{-2}	σ_7	210 kNm^{-2}	$\sigma'_{7,N}$	0 kNm^{-2}
				$\sigma'_{7,P}$	0 kNm^{-2}
p_8	210 kNm^{-2}	σ_8	0 kNm^{-2}	σ'_8	0 kNm^{-2}

Externe Belastingen

Horizontale Waterbelastingen					
$H_{W,H,1}$	-1843 kN	$a_{W,H,1}$	8.3 m	$M_{W,H,1}$	-15299 kNm
$H_{W,H,2}$	-400.8 kN	$a_{W,H,2}$	0.95 m	$M_{W,H,2}$	-380.8 kNm
$H_{W,H,3}$	18.02 kN	$a_{W,H,3}$	0.633 m	$M_{W,H,3}$	11.414 kNm
$H_{W,H,4}$	0 kN	$a_{W,H,4}$	0 m	$M_{W,H,4}$	0 kNm
$H_{W,H,5}$	0 kN	$a_{W,H,5}$	0 m	$M_{W,H,5}$	0 kNm
$H_{W,H,6}$	2205 kN	$a_{W,H,6}$	7 m	$M_{W,H,6}$	15435 kNm
Horizontale Grondbelastingen					
$H_{G,H,1,N}$	0 kN	$a_{G,H,1,N}$	0.95 m	$M_{G,H,1,N}$	0 kNm
$H_{G,H,1,A}$	0 kN	$a_{G,H,1,A}$	0.95 m	$M_{G,H,1,A}$	0 kNm
$H_{G,H,2,N}$	-9.039 kN	$a_{G,H,2,N}$	0.633 m	$M_{G,H,2,N}$	-5.7249 kNm
$H_{G,H,2,A}$	-6.026 kN	$a_{G,H,2,A}$	0.633 m	$M_{G,H,2,A}$	-3.8166 kNm
$H_{G,H,3,N}$	0 kN	$a_{G,H,3,N}$	0 m	$M_{G,H,3,N}$	0 kNm
$H_{G,H,3,P}$	0 kN	$a_{G,H,3,P}$	0 m	$M_{G,H,3,P}$	0 kNm
$H_{G,H,4,N}$	0 kN	$a_{G,H,4,N}$	0 m	$M_{G,H,4,N}$	0 kNm
$H_{G,H,4,P}$	0 kN	$a_{G,H,4,P}$	0 m	$M_{G,H,4,P}$	0 kNm
Verticale Waterbelastingen					
$V_{W,V,1}$	-8659 kN	$a_{W,V,1}$	0 m	$M_{W,V,1}$	0 kNm
$V_{W,V,2}$	-13.45 kN	$a_{W,V,2}$	6.867 m	$M_{W,V,2}$	-92.359 kNm
$V_{W,V,3}$	3832 kN	$a_{W,V,3}$	-9.3 m	$M_{W,V,3}$	-35634 kNm

Eigen Gewicht

$V_{EG,BE}$	2901 kN	$a_{EG,bE}$	7.715 m	$M_{EG,BE}$	22384 kNm
$V_{EG,BE,BA}$	4178 kN	$a_{EG,BE,BA}$	7.715 m	$M_{EG,BE,BA}$	32233 kNm
$V_{EG,BB}$	303 kN	$a_{EG,BB}$	14.3 m	$M_{EG,BB}$	4332.9 kNm

Onderloopsheid

Piping-Constanten	
C_B	9
C_L	5
$\gamma_{V,P}$	1.5
Verticale Verlenging Kwelweg	
$L_{V,1}$	5
$L_{V,2}$	5
Horizontale Verlenging Kwelweg	
$L_{H,1}$	0
$L_{H,2}$	0

Grenstoestanden

Beton (Neutrale Gronddruk)					
ΣH	-30.06 kN	*Opdrijven*	OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	2542 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	-4.8883 kNm^{-2}
ΣM	22985 kNm	*Kantelen*	niet OK	σ'_{MAX}	35.735 kNm^{-2}
Beton (Actieve/Passieve Gronddruk)					
ΣH	-27.05 kN	*Opdrijven*	OK	*Verticale Korrelspanning*	
ΣV	2542 kN	*Afschuiven*	OK	σ'_{MIN}	-4.89 kNm^{-2}
ΣM	22987 kNm	*Kantelen*	niet OK	σ'_{MAX}	35.737 kNm^{-2}

BIJLAGE XVI

Eigen Gewicht Bovenbouw en Schotten

Het eigen gewicht van de bovenbouw (kerend vlak en vakwerkarmen) en de schotten is afhankelijk van het constructief systeem, de constructiehoogte, het verval, de overspanning en de belasting.

VOORBEELDEN

Er worden een aantal voorbeelden bekeken om een schatting te doen voor het eigen gewicht van de bovenbouw en de schotten (gewicht per strekkende meter in x-richting):

Hieflau	$G = 40\ kNm^{-1}$	$L_x = 12{,}00$ m en $L_z = 9{,}50$ m
Krippau	$G = 40\ kNm^{-1}$	$L_x = 12{,}00$ m en $L_z = 11{,}20$ m
Altenmarkt	$G = 41\ kNm^{-1}$	$L_x = 12{,}00$ m en $L_z = 11{,}00$ m
Pantaleon	$G = 53\ kNm^{-1}$	$L_x = 14{,}00$ m en $L_z = 11{,}20$ m
Garsten	$G = 54\ kNm^{-1}$	$L_x = 14{,}00$ m en $L_z = 12{,}80$ m

CONCLUSIE

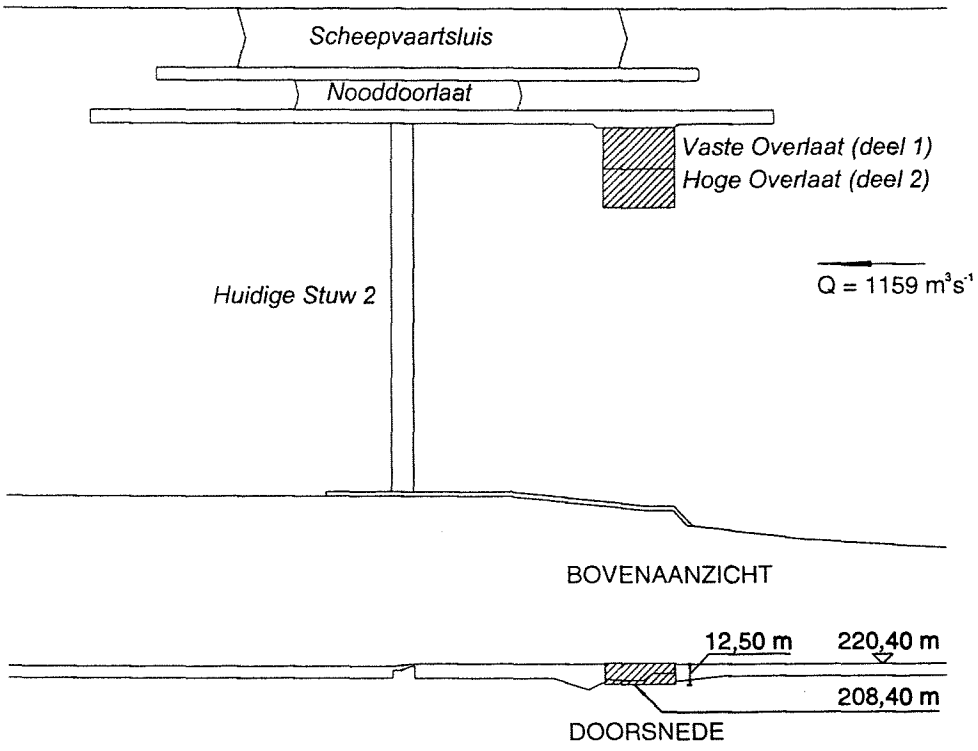
De constructiehoogte en het verval van de segmentschuiven (kerende toestand) en schotten (onderhoud) vrijwel gelijk aan elkaar en bedragen 3,60 m voor de hoge overlaat en 6,40 m voor de lage overlaten. De overspanning van de segmentschuiven en schotten bedraagt 32,50 m voor systeem I en II en 25 m voor systeem III. Voor systeem III wordt hierbij de overspanning van de lage overlaat aangehouden. De kerende hoogte van bovenstaande voorbeelden is ± 2 * 6,40 m. De overspanning van bovenstaande voorbeelden is ± 1/3 tot 1/2 * 32,50 m. Het eigen gewicht van de segmentschuiven en schotten worden gedacht in dezelfde orde van grootte te liggen. Het eigen gewicht van de segmentschuiven (waterkerend vlak + vakwerkarmen) en het bovenstroomse schot van de hoge overlaat bedraagt 35 kNm^{-1}. Het eigen gewicht van de segmentschuiven (waterkerend vlak + vakwerkarmen) van de lage overlaten, het benedenstroomse schot van alle constructie-elementen en het bovenstroomse schot van de lage overlaat bedraagt 55 kNm^{-1}.

BIJLAGE XVII

Handberekening "Gedeeltelijk Afzinken"

TOELICHTING

Met behulp van de Upper Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve (zie Bijlage II: 037-LBR-14/14 (Upper Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)) kan, uitgaande van een horizontale waterstand tussen de huidige en de nieuwe stuw 2, de waterdiepte ten opzichte van het funderingsvlak op MSL + 208, 40 m bepaald worden. De kruinen van de pijlers dienen als basis voor het materieel voor het afbouwen van de bovenste gedeeltes van de pijlers.



Figuur XVII-1: *Gedeeltelijk Afzinken*

RESULTATEN

	4058 m^3s^{-1} (0%)	1522 m^3s^{-1} (2,5%)	1159 m^3s^{-1} (5%)
$h_{W,BO}$ (m)	223,50	220,70	220,40
h_F (m)	208,40	208,40	208,40
$d_{W,S}$ (m)	15,10	12,30	12,00

Tabel XVII-1: *Waterstanden*

Men houdt aan dat de pijlerkruin 0,50 m boven de waterlijn uit moet komen. Er kan voor elk percentage van de tijd bepaald worden welke externe afmeting van de pijlers van de U-vorm in z-richting benodigd is, zodat ze droog staan.

	4058 m^3s^{-1} (0%)	1522 m^3s^{-1} (2,5%)	1159 m^3s^{-1} (5%)
$d_{W,S}$ (m)	15,10	12,30	12,00
d_K (m)	0,50	0,50	0,50
H_{CE} (m)	15,60	12,80	12,50

Tabel XVII-2: *Externe Z-Afmetingen*

Een overschrijdingskans van 5% wordt acceptabel geacht. Dat houdt dus in dat de externe afmeting in z-richting van het geprefabriceerde gedeelte van de pijlers 12,50 m bedraagt (zie Figuur XVII-1).

BIJLAGE XVIII

EXCEL-Spreadsheet "Afsluiting Doorstroomprofiel"

AFSLUITING DOORSTROOMPROFIEL

TOELICHTING

Tijdens het afzinken van de constructie-elementen wordt het doorstroomprofiel ter plaatse van de nieuwe stuw 2 (gedeeltelijk) afgesloten. Dit brengt ongewenste effecten met betrekking tot stroomsnelheden, waterstand, verval en opstuwing met zich mee. De waterstand en stroomsnelheid juist boven- en benedenstrooms en ter plaatse van de nieuwe stuw 2 voor alle stadia van de (gedeeltelijke) afsluiting aan de hand van bovenstaande afzinkvolgorde bepaald worden. Er dient aan de volgende eisen voldaan te worden:

- ✓ ***Stroomsnelheid:*** De stroomsnelheid gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting mag niet groter worden dan 1,00 ms^{-1}.
- ✓ ***Waterstand:*** De waterstand juist bovenstrooms van de nieuwe stuw 2 mag gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet zoveel stijgen, dat ze boven MSL + 208,40 + 12,50 = MSL + 220,90 m uitkomt, zodat de pijlerkruinen niet meer droog staan.
- ✓ ***Verval:*** Het verval over de nieuwe stuw 2 mag gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet te groot worden.
- ✓ ***Opstuwing:*** De opstuwing ter plaatse van stuwcomplex 4 gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting niet te groot worden.

Voor ieder stadium van de (gedeeltelijke) afsluiting wordt bepaald wat de maximaal mogelijke afvoer is, zodat de stroomsnelheid, waterstand, verval en opstuwing binnen de eisen blijven.

Huidige Stuw 2

De waterstanden en stroomsnelheden worden in het bovenstroomse rivierpand tussen de huidige stuw 2 en stuw 4 bepaald gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting van het doorstroomprofiel. Dit rivierpand heeft een lengte van 19860 m. De afvoer van kleine zijrivieren in dit rivierpand wordt verwaarloosd. Het rivierpand wordt in bovenstroomse richting doorgerekend. Voorwaarde hiervoor is dat Fr < 1 [Vriend, de ; 1998]. De benedenstroomse randvoorwaarde wordt gevormd door de Upper Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve (zie Bijlage II: 037-LBR-14/14 (Upper Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)). De Upper Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve kan beschreven worden als:

$$h_{W,BO} = 0{,}0019 * Q + 219{,}10 \qquad \text{(XVIII.1)}$$

Hierin is: Q afvoer (m^3s^{-1})

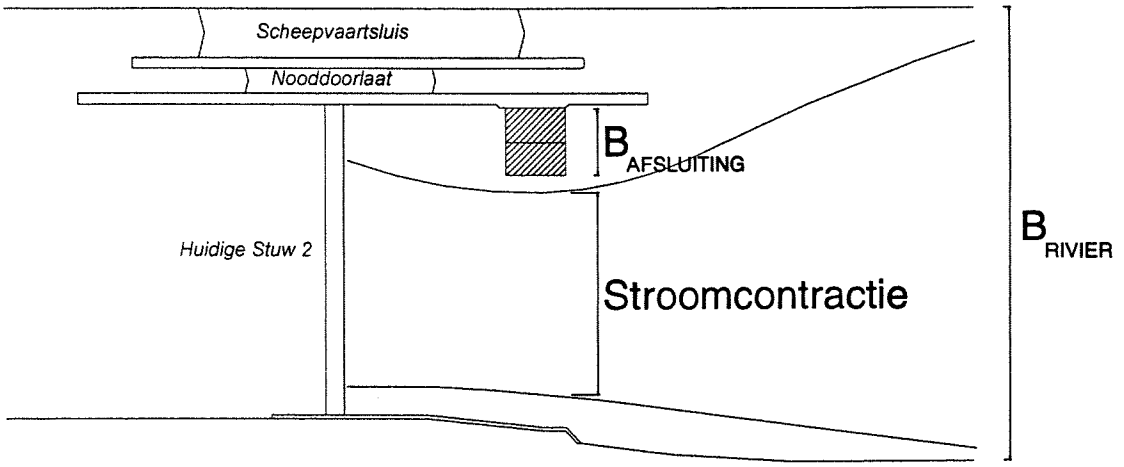
De Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve (zie Bijlage II: 037-LBR-14/7 (Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)) kan beschreven worden als:

$$h_{W,BE} = 0{,}00138 * Q + 216{,}40 \qquad \text{(XVIII.2)}$$

Hierin is: Q afvoer (m^3s^{-1})

Projectlocatie

Stroomcontractie en Blokkering

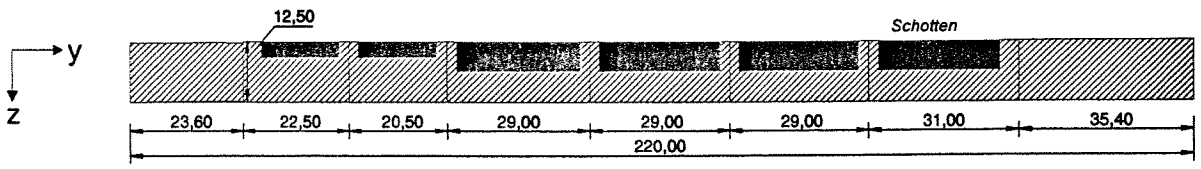


Figuur XVIII-1: *Stroomcontractie*

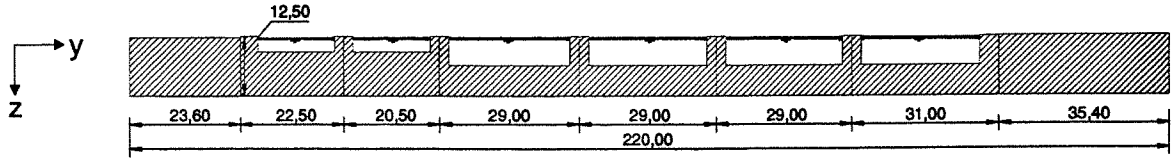
Juist bovenstrooms van de projectlocatie bedraagt de breedte van de rivier 288,40 m. Deze breedte is constant in het gehele rivierpand tussen de huidige stuw 2 en stuw 4. De breedte van de scheepvaartsluis en de nooddoorlaat samen bedraagt 68,60 m. Tijdens de afsluiting van het doorstroomprofiel neemt de rivierbreedte ter plaatse van de projectlocatie steeds verder af tot:

$$B_{DOORSTROOMPROFIEL} = \mu \cdot \{B_{RIVIER} - B_{COMPLEX} - \alpha \cdot B_{AFSLUITING}\} \qquad \text{(XVIII.3)}$$

Hierin is:			
	B_{RIVIER}	breedte rivier	= 288,40 m
	$B_{COMPLEX}$	breedte scheepvaartsluis en nooddoorlaat	= 68,60 m
	$B_{DOORSTROOMPROFIEL}$	breedte doorstroomprofiel	(m)
	$B_{AFSLUITING}$	breedte afsluiting	(m)
	μ	stroomcontractie	
	α	blokkering doorstroomprofiel Indien α = 1 is het doorstroomprofiel ter plaatse van de constructie-elementen volledig geblokkeerd (zie Figuur XVIII-2). Indien α = 0 is het doorstroomprofiel ter plaatse van de constructie-elementen geheel open (zie Figuur XVIII-3).	



Figuur XVIII-2: *Volledige Afsluiting Doorstroomprofiel (α = 1,00)*



Figuur XVIII-3: *Gedeeltelijke Afsluiting Doorstroomprofiel (α < 1,00)*

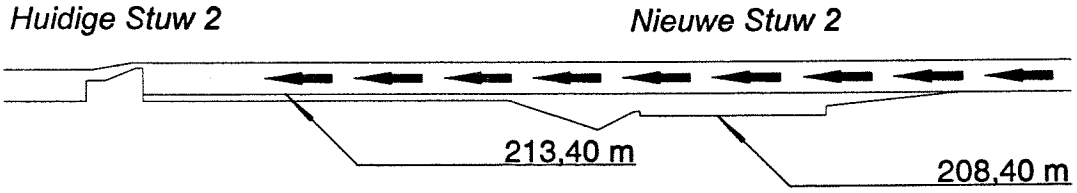
Er wordt aangenomen dat de stroomcontractie in het overgebleven doorstroomprofiel gedefinieerd kan worden door:

$$\mu = -0{,}30 \cdot \left\{ \frac{\alpha \cdot B_{AFSLUITING}}{B_{RIVIER}} \right\} + \frac{Q}{100000} + 0{,}90 \qquad \text{(XVIII.4)}$$

Hierin is:			
	B_{RIVIER}	breedte rivier	= 288,40 m
	$B_{AFSLUITING}$	breedte afsluiting	(m)
	Q	afvoer	(m^3s^{-1})
	α	blokkering doorstroomprofiel	

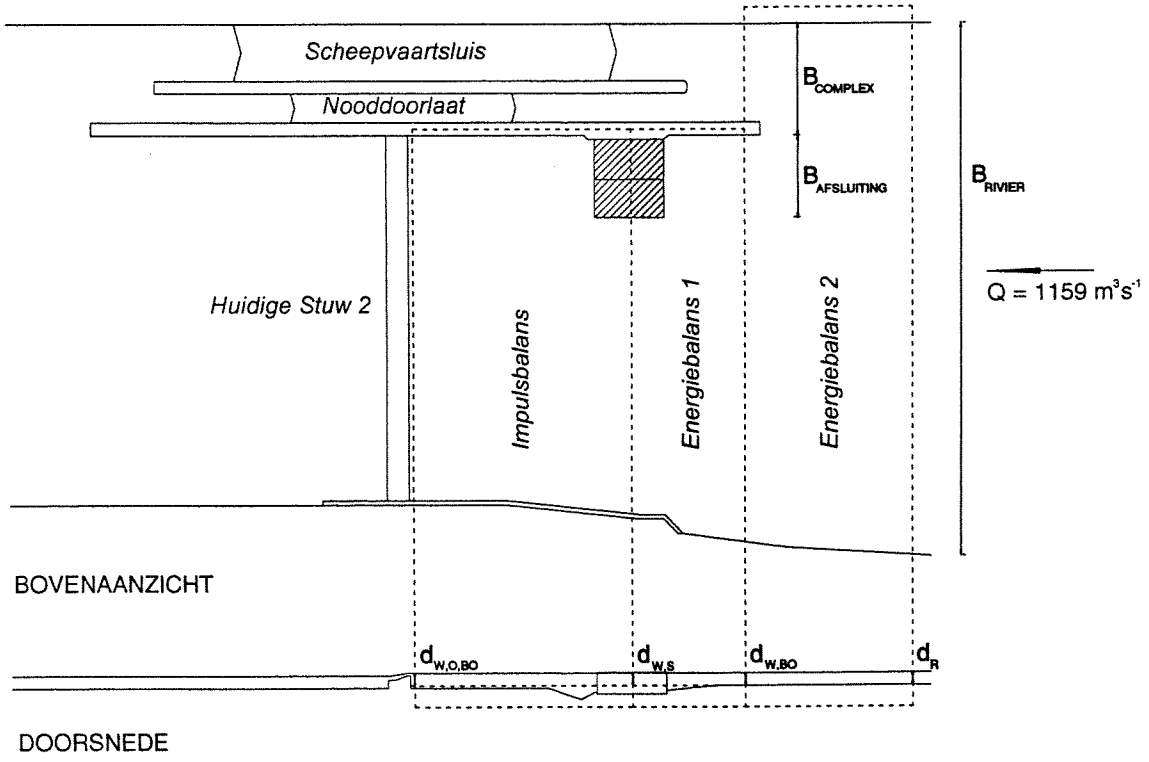
Bodemligging

In verband met het verloop van de stroomlijnen wordt de rivierbodem juist bovenstrooms van de huidige stuw 2 verondersteld op MSL + 213,40 m te liggen (zie Figuur XVIII-4).



Figuur XVIII-4: *Stroomlijnen*

Balansen



Figuur XVIII-5: *Balansen*

Continuïteit

In het eerste gedeelte van het rivierpand (tot juist bovenstrooms van de scheepvaartsluis) wordt er verondersteld geen verhang te zijn en geldt:

$$Q = U \cdot A = U \cdot B \cdot d \qquad \text{(XVIII.5)}$$

Hierin is:			
	U	stroomsnelheid	(ms^{-1})
	A	oppervlakte doorstroomprofiel	(m^2)
	B	breedte	(m)
	d	diepte	(m)

Impulsbalans

De waterstand en stroomsnelheid gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting van het doorstroomprofiel ter plaatse van de nieuwe stuw 2 kunnen bepaald worden door in het gebied tussen de huidige en de nieuwe stuw 2 een impulsbalans toe te passen volgens [Battjes; 1996]. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de stroomlijnen ter plaatse van de (gedeeltelijke) afsluiting recht en de stroomsnelheden naast de uitstroming laag zijn. De impulsbalans in dit gebied kan als volgt beschreven worden:

$$IB = I_1 \cdot d_{W,S}^2 + \frac{I_2}{d_{W,S}} - I_3 = 0 \qquad \text{(XVIII.6)}$$

$$I_1 = 0{,}5 \cdot \rho_W \cdot g \cdot \{B_{RIVIER} - B_{COMPLEX}\} \qquad \text{(XVIII.7)}$$

$$I_2 = \frac{\rho_W \cdot Q^2}{B_{DOORSTROOMPROFIEL}} \qquad \text{(XVIII.8)}$$

$$I_3 = \left\{0{,}5 \cdot \rho_W \cdot g \cdot d_{W,O,BO}^2 + \rho_W \cdot U_{O,BO}^2 \cdot d_{W,O,BO}\right\} \cdot \{B_{RIVIER} - B_{COMPLEX}\} \qquad \text{(XVIII.9)}$$

Hierin is:			
	IB	impulsbalans	
	$I_.$	impulsbalansconstante	
	$d_{W,S}$	waterdiepte ter plaatse nieuwe stuw 2	(m)
	$d_{W,O,BO}$	waterdiepte juist bovenstrooms huidige stuw 2	(m)
	Q	afvoer	(m^3s^{-1})
	$U_{O,BO}$	stroomsnelheid bovenstrooms huidige stuw 2	(ms^{-1})
	ρ_W	massadichtheid water	= 1000 kgm^{-3}
	B_{RIVIER}	breedte rivier	= 288,40 m
	$B_{COMPLEX}$	breedte scheepvaartsluis en nooddoorlaat	= 68,60 m
	$B_{DOORSTROOMPROFIEL}$	breedte doorstroomprofiel	(m)
	g	versnelling van de zwaartekracht	(ms^{-2})

Energiebalans 1

De waterstand en stroomsnelheid ter plaatse van de nieuwe stuw 2 dienen als benedenstroomse randvoorwaarden om de waterstand en stroomsnelheid bovenstrooms naast de scheepvaartsluis en de nooddoorlaat te bepalen. Het bepalen van de waterstand en de stroomsnelheid naast de scheepvaartsluis en de nooddoorlaat kan door in het gebied tussen de nieuwe stuw 2 en de doorsnede naast de scheepvaartsluis en nooddoorlaat een energiebalans toe te passen volgens [Battjes; 1996]. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de stroomlijnen ter plaatse van de (gedeeltelijke) afsluiting en de doorsnede naast de scheepvaartsluis en nooddoorlaat recht zijn. De energiebalans in dit gebied kan als volgt worden beschreven:

$$EB_1 = d_{W,BO} + \frac{E_{1,1}}{d_{W,BO}^2} - E_{1,2} \qquad \text{(XVIII.10)}$$

$$E_{1,1} = \frac{Q^2}{\left\{2 \cdot g \cdot \{B_{RIVIER} - B_{COMPLEX}\}^2\right\}} \qquad \text{(XVIII.11)}$$

$$E_{1,2} = d_{W,S} + \frac{U_S^2}{2 \cdot g} \qquad \text{(XVIII.12)}$$

Hierin is:			
	EB_1	energiebalans 1	
	$E_{1,*}$	impulsbalansconstante	
	$d_{W,S}$	waterdiepte ter plaatse nieuwe stuw 2	(m)
	$d_{W,BO}$	waterdiepte juist bovenstrooms nieuwe stuw 2	(m)
	Q	afvoer	(m^3s^{-1})
	U_S	stroomsnelheid ter plaatse nieuwe stuw 2	(ms^{-1})
	B_{RIVIER}	breedte rivier	= 288,40 m
	$B_{COMPLEX}$	breedte scheepvaartsluis en nooddoorlaat	= 68,60 m
	g	versnelling van de zwaartekracht	(ms^{-2})

Energiebalans 2

De waterstand en stroomsnelheid ter plaatse van de doorsnede naast de scheepvaartsluis en nooddoorlaat dienen als benedenstroomse randvoorwaarden om de waterstand en stroomsnelheid bovenstrooms van de scheepvaartsluis te bepalen. Dit kan door in het gebied tussen de doorsnede naast de scheepvaartsluis en nooddoorlaat en de doorsnede juist bovenstrooms van de scheepvaartsluis een energiebalans toe te passen volgens [Battjes; 1996]. Hierbij wordt er vanuit gegaan dat de stroomlijnen ter plaatse van de doorsnede naast de scheepvaartsluis en nooddoorlaat en de doorsnede juist bovenstrooms van de scheepvaartsluis recht zijn. De energiebalans in dit gebied kan als volgt worden beschreven:

$$EB_2 = d_{W,R} + \frac{E_{2,1}}{d_{W,R}^2} - E_{2,2} \qquad \text{(XVIII.13)}$$

$$E_{2,1} = \frac{Q^2}{\left\{2 \cdot g \cdot B_{RIVIER}^{\ 2}\right\}} \qquad \text{(XVIII.14)}$$

$$E_{2,2} = d_{W,BO} + \frac{U_{BO}^2}{2 \cdot g} \qquad \text{(XVIII.15)}$$

Hierin is:			
	EB_2	energiebalans 2	
	$E_{2,*}$	impulsbalansconstante	
	$d_{W,R}$	waterdiepte bovenstrooms scheepvaartsluis	(m)
	$d_{W,BO}$	waterdiepte bovenstrooms nieuwe stuw 2	(m)
	Q	afvoer	(m^3s^{-1})
	U_{BO}	stroomsnelheid bovenstrooms scheepvaartsluis	(ms^{-1})
	B_{RIVIER}	breedte rivier	= 288,40 m
	g	versnelling van de zwaartekracht	(ms^{-2})

Bovenstrooms Rivierpand

De waterstand en stroomsnelheid ter plaatse van de doorsnede juist bovenstrooms van de scheepvaartsluis dienen als benedenstroomse randvoorwaarden om de waterstanden in het bovenstroomse gedeelte van de rivier te bepalen volgens [Vriend, de; 1998]. Bovenstrooms van de scheepvaartsluis geldt:

$$Q = C \cdot B_{RIVIER} \cdot d^{1,5} \cdot i_B^{0,5} \qquad \text{(XVIII.16)}$$

$$q = \frac{Q}{B_{RIVIER}} \qquad \text{(XVIII.17)}$$

Hierin is:			
	C	Chézy-waarde	$= 50\ m^{0,5}s^{-1}$
	B_{RIVIER}	breedte rivier	= 288,40 m
	d	waterdiepte	(m)
	i_B	bodemverhang	$= 1,76 * 10^{-4}$
	Q	afvoer	(m^3s^{-1})
	q	afvoer	(m^2s^{-1})

De evenwichtsdiepte bedraagt:

$$d_E = \left\{\frac{q^2}{C^2 \cdot i_B}\right\}^{1/3} \qquad \text{(XVIII.18)}$$

Hierin is:			
	C	Chézy-waarde	$= 50\ m^{0,5}s^{-1}$
	i_B	bodemverhang	$= 1,76 * 10^{-4}$
	q	afvoer	(m^2s^{-1})

De halveringslengte kan bepaald worden door:

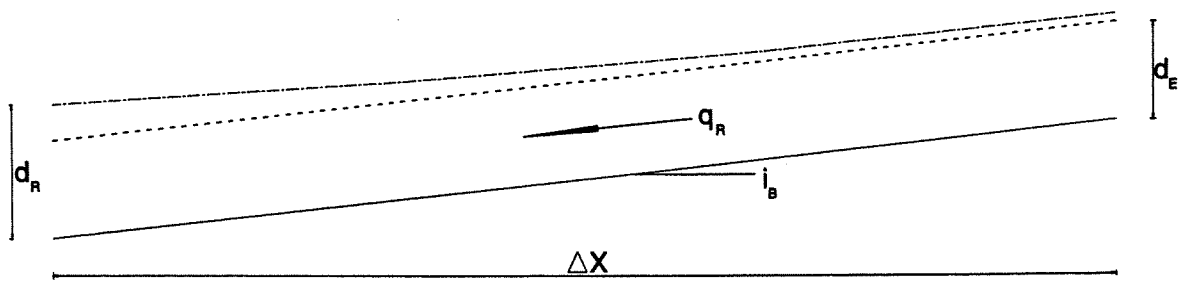
$$L_{0,5} = 0,24 \cdot \frac{d_E}{i_B} \cdot \left\{\frac{d_{W,R}}{d_E}\right\}^{4/3} \qquad \text{(XVIII.19)}$$

Hierin is:			
	d_E	evenwichtsdiepte	(m)
	i_B	bodemverhang	$= 1,76 * 10^{-4}$
	$d_{W,R}$	waterdiepte bovenstrooms scheepvaartsluis	(m)

De waterstand kan op iedere plaats in het bovenstroomse rivierpand bepaald worden door:

$$d = d_E + \{d_{W,R} - d_E\} \cdot 0,5^{\left\{\frac{\Delta x}{L_{0,5}}\right\}} \qquad \text{(XVIII.20)}$$

Hierin is:			
	d_E	evenwichtsdiepte	(m)
	$d_{W,R}$	waterdiepte bovenstrooms scheepvaartsluis	(m)
	Δx	afstand tot benedenstroomse randvoorwaarde	(m)
	$L_{0,5}$	halveringslengte	(m)



Figuur XVIII-6: *Opstuwing bovenstrooms Rivierpand*

De opstuwing op iedere plaats in het bovenstroomse rivierpand gedurende de (gedeeltelijke) afsluiting kan bepaald worden door bovenstaande berekening uit te voeren voor de (gedeeltelijke) afsluiting en voor de huidige situatie (geen afsluiting) en de resultaten van elkaar af te trekken.

RESULTATEN

Volledige Afsluiting

p_{ov}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	2,2	10,5	10,5	10,5	49,4	Niet OK
2,5	1522	1,2	7,5	7,5	7,5	21,8	Niet OK
5	1159	0,9	7,1	7,1	7,1	18,7	OK
10	870	0,7	6,7	6,7	6,7	16,5	OK
20	507	0,5	6,3	6,3	6,3	14,6	OK
30	290	0,3	6	6	6	14,2	OK
40	290	0,3	6	6	6	14,2	OK
50	217	0,2	6	6	6	14,2	OK
60	217	0,2	6	6	6	14,2	OK
70	217	0,2	6	6	6	14,2	OK
80	145	0,1	5,9	5,9	5,9	14,3	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,4	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-1: $B_{AFSLUITING}$ = *23,60 m (Deel 1) en* α = *1,00*

p_{ov}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	2,5	10,5	10,4	10,6	61,2	Niet OK
2,5	1522	1,4	7,5	7,5	7,5	25,5	Niet OK
5	1159	1,1	7,1	7,1	7,1	21,1	Niet OK
10	870	0,9	6,7	6,7	6,7	18,1	OK
20	507	0,5	6,3	6,3	6,3	15,3	OK
30	290	0,3	6	6	6	14,5	OK
40	290	0,3	6	6	6	14,5	OK
50	217	0,2	6	6	6	14,4	OK
60	217	0,2	6	6	6	14,4	OK
70	217	0,2	6	6	6	14,4	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,4	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-2: $B_{AFSLUITING}$ = *46,10 m (Deel 2) en* α = *1,00*

p_{ov}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	3,2	10,5	10,3	10,6	105	Niet OK
2,5	1522	1,7	7,5	7,4	7,5	38,3	Niet OK
5	1159	1,4	7,1	7	7,1	29,9	Niet OK
10	870	1,1	6,7	6,7	6,7	23,8	Niet OK
20	507	0,7	6,3	6,3	6,3	17,8	OK
30	290	0,4	6	6	6	15,4	OK
40	290	0,4	6	6	6	15,4	OK
50	217	0,3	6	6	6	15	OK
60	217	0,3	6	6	6	15	OK
70	217	0,3	6	6	6	15	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,7	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-3: $B_{AFSLUITING}$ = *77,10 m (Deel 7) en* α = *1,00*

p_{ov}	Q (m^3s^{-1})	U_s (ms^{-1})	$d_{w,o,BO}$ (m)	$d_{w,s}$ (m)	$d_{w,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	4,3	10,5	10	10,8	224,1	Niet OK
2,5	1522	2,3	7,5	7,4	7,6	71,1	Niet OK
5	1159	1,8	7,1	7	7,1	51,9	Niet OK
10	870	1,4	6,7	6,7	6,8	38,1	Niet OK
20	507	0,9	6,3	6,3	6,3	23,8	OK
30	290	0,5	6	6	6,1	17,8	OK
40	290	0,5	6	6	6,1	17,8	OK
50	217	0,4	6	6	6	16,4	OK
60	217	0,4	6	6	6	16,4	OK
70	217	0,4	6	6	6	16,4	OK
80	145	0,3	5,9	5,9	5,9	15,4	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,7	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-4: $B_{AFSLUITING}$ = *106,10 m (Deel 6) en* α = *1,00*

p_{ov}	Q (m^3s^{-1})	U_s (ms^{-1})	$d_{w,o,BO}$ (m)	$d_{w,s}$ (m)	$d_{w,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	5,5	10,5	9,9	11,2	443,5	Niet OK
2,5	1522	2,8	7,5	7,3	7,7	127,3	Niet OK
5	1159	2,3	7,1	7	7,2	89,2	Niet OK
10	870	1,8	6,7	6,7	6,8	62,1	Niet OK
20	507	1,1	6,3	6,3	6,3	33,9	Niet OK
30	290	0,7	6	6	6	21,7	OK
40	290	0,7	6	6	6	21,7	OK
50	217	0,5	6	6	6	18,8	OK
60	217	0,5	6	6	6	18,8	OK
70	217	0,5	6	6	6	18,8	OK
80	145	0,3	5,9	5,9	5,9	16,5	OK
90	72	0,2	5,8	5,8	5,8	15	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-5: $B_{AFSLUITING}$ = *126,60 m (Deel 3) en* α = *1,00*

p_{ov}	Q (m^3s^{-1})	U_s (ms^{-1})	$d_{w,o,BO}$ (m)	$d_{w,s}$ (m)	$d_{w,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	8,8	10,5	9,2	13	1619	Niet OK
2,5	1522	4,4	7,5	7,2	8,1	378,8	Niet OK
5	1159	3,5	7,1	6,9	7,5	251,2	Niet OK
10	870	2,7	6,7	6,6	7	163,9	Niet OK
20	507	1,7	6,3	6,3	6,4	75,7	Niet OK
30	290	1	6	6	6,1	37,9	OK
40	290	1	6	6	6,1	37,9	OK
50	217	0,8	6	6	6	28,4	OK
60	217	0,8	6	6	6	28,4	OK
70	217	0,8	6	6	6	28,4	OK
80	145	0,5	5,9	5,9	5,9	21,2	OK
90	72	0,3	5,8	5,8	5,8	16,3	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-6: $B_{AFSLUITING}$ = *155,60 m (Deel 4) en* α = *1,00*

p_{OV}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058						
2,5	1522	8,9	7,5	6,7	10,7	2214,9	Niet OK
5	1159	6,9	7,1	6,6	9	1316	Niet OK
10	870	5,3	6,7	6,4	7,9	783,6	Niet OK
20	507	3,3	6,3	6,2	6,7	310,9	Niet OK
30	290	1,9	6	6	6,2	125,6	Niet OK
40	290	1,9	6	6	6,2	125,6	Niet OK
50	217	1,5	6	6	6	80,8	Niet OK
60	217	1,5	6	6	6	80,8	Niet OK
70	217	1,5	6	6	6	80,8	Niet OK
80	145	1	5,9	5,9	5,9	46,5	OK
90	72	0,5	5,8	5,8	5,8	23,2	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-7: $B_{AFSLUITING}$ = *184,60 m (Deel 5) en* α = *1,00*

Gedeeltelijke Afsluiting

p_{OV}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	2,2	10,5	10,5	10,5	49,4	Niet OK
2,5	1522	1,2	7,5	7,5	7,5	21,8	Niet OK
5	1159	0,9	7,1	7,1	7,1	18,7	OK
10	870	0,7	6,7	6,7	6,7	16,5	OK
20	507	0,5	6,3	6,3	6,3	14,6	OK
30	290	0,3	6	6	6	14,2	OK
40	290	0,3	6	6	6	14,2	OK
50	217	0,2	6	6	6	14,3	OK
60	217	0,2	6	6	6	14,3	OK
70	217	0,2	6	6	6	14,3	OK
80	145	0,1	5,9	5,9	5,9	14,3	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,4	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-8: $B_{AFSLUITING}$ = *23,60 m (Deel 1) en* α = *1,00*

p_{OV}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	2,4	10,5	10,4	10,6	57,9	Niet OK
2,5	1522	1,3	7,5	7,5	7,5	24,5	Niet OK
5	1159	1,1	7,1	7,1	7,1	20,5	Niet OK
10	870	0,8	6,7	6,7	6,7	17,7	OK
20	507	0,5	6,3	6,3	6,3	15,1	OK
30	290	0,3	6	6	6	14,4	OK
40	290	0,3	6	6	6	14,4	OK
50	217	0,2	6	6	6	14,3	OK
60	217	0,2	6	6	6	14,3	OK
70	217	0,2	6	6	6	14,3	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,4	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-9: $B_{AFSLUITING}$ = *46,10 m (Deel 2) en* α = *0,90*

pov	Q (m^3s^{-1})	U_s (ms^{-1})	$d_{w,o,bo}$ (m)	$d_{w,s}$ (m)	$d_{w,bo}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	3,8	10,5	10,3	10,6	77,4	Niet OK
2,5	1522	1,5	7,5	7,5	7,5	30,3	Niet OK
5	1159	1,2	7,1	7	7,1	24,4	Niet OK
10	870	1	6,7	6,7	6,7	20,3	OK
20	507	0,6	6,3	6,3	6,3	16,2	OK
30	290	0,4	6	6	6	14,8	OK
40	290	0,4	6	6	6	14,8	OK
50	217	0,3	6	6	6	14,6	OK
60	217	0,3	6	6	6	14,6	OK
70	217	0,3	6	6	6	14,6	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,5	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-10: $B_{AFSLUITING}$ = *77,10 m (Deel 7) en* α = *0,80*

pov	Q (m^3s^{-1})	U_s (ms^{-1})	$d_{w,o,bo}$ (m)	$d_{w,s}$ (m)	$d_{w,bo}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	2,9	10,5	10,3	10,6	80,2	Niet OK
2,5	1522	1,5	7,5	7,5	7,5	31,1	Niet OK
5	1159	1,2	7,1	7	7,1	25	Niet OK
10	870	1	6,7	6,7	6,7	20,7	OK
20	507	0,6	6,3	6,3	6,3	16,4	OK
30	290	0,4	6	6	6	14,9	OK
40	290	0,4	6	6	6	14,9	OK
50	217	0,3	6	6	6	14,7	OK
60	217	0,3	6	6	6	14,7	OK
70	217	0,3	6	6	6	14,7	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,6	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-11: $B_{AFSLUITING}$ = *106,10 m (Deel 6) en* α = *0,60*

pov	Q (m^3s^{-1})	U_s (ms^{-1})	$d_{w,o,bo}$ (m)	$d_{w,s}$ (m)	$d_{w,bo}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	2,9	10,5	10,3	10,6	79,7	Niet OK
2,5	1522	1,5	7,5	7,5	7,5	31	Niet OK
5	1159	1,2	7,1	7	7,1	24,9	Niet OK
10	870	1	6,7	6,7	6,7	20,6	OK
20	507	0,6	6,3	6,3	6,3	16,4	OK
30	290	0,4	6	6	6	14,9	OK
40	290	0,4	6	6	6	14,9	OK
50	217	0,3	6	6	6	14,6	OK
60	217	0,3	6	6	6	14,6	OK
70	217	0,3	6	6	6	14,6	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,6	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-12: $B_{AFSLUITING}$ = *126,60 m (Deel 3) en* α = *0,50*

p_{OV}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	3,2	10,5	10,3	10,6	106,7	Niet OK
2,5	1522	1,7	7,5	7,4	7,5	38,8	Niet OK
5	1159	1,4	7,1	7	7,1	30,2	Niet OK
10	870	1,1	6,7	6,7	6,7	24	Niet OK
20	507	0,7	6,3	6,3	6,3	17,8	OK
30	290	0,4	6	6	6	15,5	OK
40	290	0,4	6	6	6	15,5	OK
50	217	0,3	6	6	6	15	OK
60	217	0,3	6	6	6	15	OK
70	217	0,3	6	6	6	15	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,7	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-13: $B_{AFSLUITING}$ = *155,60 m (Deel 4) en* α = *0,50*

p_{OV}	Q (m^3s^{-1})	U_S (ms^{-1})	$d_{W,O,BO}$ (m)	$d_{W,S}$ (m)	$d_{W,BO}$ (m)	Δd (mm)	Check
0	4058	3,1	10,5	10,3	10,6	97,9	Niet OK
2,5	1522	1,7	7,5	7,4	7,5	36,3	Niet OK
5	1159	1,4	7,1	7	7,1	28,5	Niet OK
10	870	1,1	6,7	6,7	6,7	22,9	Niet OK
20	507	0,7	6,3	6,3	6,3	17,4	OK
30	290	0,4	6	6	6	15,3	OK
40	290	0,4	6	6	6	15,3	OK
50	217	0,3	6	6	6	14,9	OK
60	217	0,3	6	6	6	14,9	OK
70	217	0,3	6	6	6	14,9	OK
80	145	0,2	5,9	5,9	5,9	14,7	OK
90	72	0,1	5,8	5,8	5,8	14,5	OK
100	0	0	5,7	5,7	5,7	0,2	OK

Tabel XVIII-14: $B_{AFSLUITING}$ = *184,60 m (Deel 5) en* α = *0,40*

De eis met betrekking tot de stroomsnelheid blijkt voor ieder stadium van de (gedeeltelijke) afsluiting bepalend te zijn. Bij een gedeeltelijke afsluiting liggen de ondergrenzen van het transport- en afzinkvenster lager dan bij volledige afsluiting van het doorstroomprofiel. Vanwege het grotere mogelijke transport- en afzinkvenster wordt alleen gedeeltelijke afsluiting in beschouwing genomen.

DRIJFVERMOGEN

TOELICHTING

Voor het toevoegen van drijfvermogen door middel van drijfpontons wordt gekeken naar laybarge I, laybarge II, nokken I en nokken II. Of een constructie-element inclusief hulpmaterieel binnen het profiel van vrije doorvaart van de rivier past, is mede afhankelijk van de afsluiting van het doorstroomprofiel. De variërende waterstanden, stroomsnelheden en opstuwing kunnen beperkend zijn voor de grootte van het transport- en afzinkvenster van bovengenoemde mogelijkheden om drijfvermogen toe te voegen. Door combinatie van de eigen gewichten uit Tabel 3-8 en Tabel 3-10, vindt men de eigen gewichten van het samengestelde deel 1 tot en met 7. Het eigen gewicht van het standaard hulpmaterieel wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 1% van het totale volume van het constructie-element beslaat. Het eigen gewicht van een constructie om het ontbrekende gedeelte zelfdrijfvermogen over te dragen, een transportinstallatie, een afzinkinstallatie en voorzieningen om de stabiliteit en de positie van het constructie-element gedurende het afzinken te waarborgen wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 4% van het totale volume van het constructie-element beslaat. Het eigen gewicht van een drijfponton bedraagt 1,5 kNm^{-3}. De toleranties bedragen 0,50 m. De pontonspeling bedraagt 1,00 m. De breedte van de constructie-elementen is reeds aangepast aan de doorvaartbreedte van de scheepvaartsluis en hoeft hier niet meer bekeken te worden. De constructie-elementen inclusief hulpmaterieel moeten wel getoetst worden op strijkhoogte, lengte en afzinken (laybarge II). Uit Tabel 3-6 kan worden afgeleid dat voor de hoge en lage drempel respectievelijk deel 3 en 5 maatgevend zijn.

Strijkhoogte

Uitgaande van volledige benutting van de waterdiepte moet het profiel van vrije doorvaart in de maatgevende doorsnede voor doorvaarthoogte in de z-richting aan de volgende voorwaarde voldoen:

$$d_{DVH} + d_{W,BE} \geq H_C + d_M + d_K \qquad \text{(XVIII.21)}$$

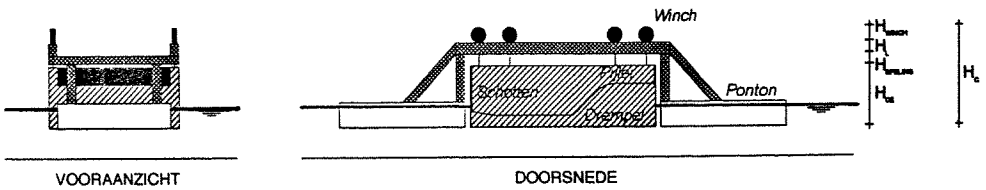
Hierin is:			
	d_{DVH}	doorvaarthoogte	(m)
	$d_{W,BE}$	waterdiepte juist benedenstrooms huidige stuw 2	(m)
	d_M	mastspeling	= 0,50 m
	d_K	kielspeling	= 0,50 m
	H_C	externe z-afmeting constructie-element + materieel	(m)

Laybarge I

De constructiehoogte bij laybarge I (zie Figuur XVIII-7) wordt gedefinieerd door:

$$H_C = H_{CE} + H_{SPELING} + H_L + H_{WINCH} \qquad \text{(XVIII.22)}$$

Hierin is:			
	H_{CE}	externe z-afmeting constructie-element	= 12,50 m
	$H_{SPELING}$	speling	= 2,00 m
	H_L	externe z-afmeting ligger of vakwerk	= 2,30 m
	H_{WINCH}	externe z-afmeting winch	= 2,00 m



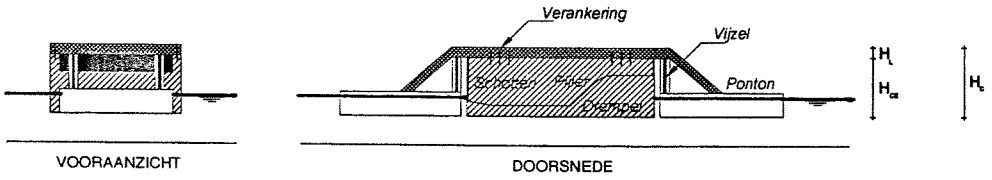
Figuur XVIII-7: *Laybarge I*

Laybarge II

De constructiehoogte bij laybarge II (zie Figuur XVIII-8) wordt gedefinieerd door:

$$H_C = H_{CE} + H_L \qquad \text{(XVIII.23)}$$

Hierin is: H_{CE} externe z-afmeting constructie-element = 12,50 m
H_L externe z-afmeting ligger of vakwerk = 2,30 m



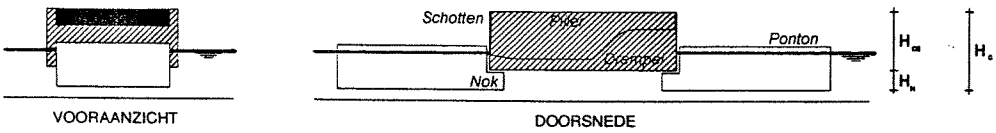
Figuur XVIII-8: *Laybarge II*

Nokken I

De constructiehoogte bij nokken I (zie Figuur XVIII-9) wordt gedefinieerd door:

$$H_C = H_{CE} + H_N \qquad \text{(XVIII.24)}$$

Hierin is: H_{CE} externe z-afmeting constructie-element = 12,50 m
H_N externe z-afmeting nok = 2,00 m



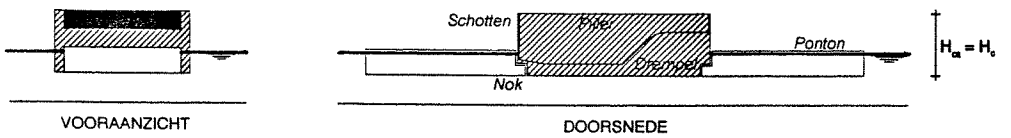
Figuur XVIII-9: *Nokken I*

Nokken II

De constructiehoogte bij nokken II (zie Figuur XVIII-10) wordt gedefinieerd door:

$$H_C = H_{CE} \qquad \text{(XVIII.25)}$$

Hierin is: H_{CE} externe z-afmeting constructie-element = 12,50 m



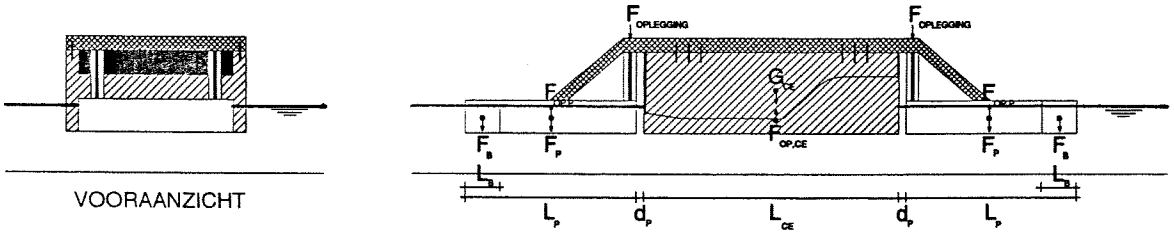
Figuur XVIII-10: *Nokken II*

Lengte

Het profiel van vrije doorvaart in de maatgevende doorsnede voor doorvaarthoogte in de x-richting van het constructie-element inclusief hulpmaterieel aan de volgende voorwaarde voldoen:

$$L_{CE} + 2 \cdot L_P + 2 \cdot d_P + 2 \cdot d_S \leq L_{SLUIS} \qquad \text{(XVIII.26)}$$

Hierin is:			
	$L_{CE,X}$	externe x-afmeting constructie-element	= 41,20 m
	L_P	lengte ponton	(m)
	d_P	pontonspeling	= 1,00 m
	d_S	sluisspeling	= 1,00 m
	L_{SLUIS}	lengte sluis	= 220,00 m



Figuur XVIII-11: *Evenwicht Pontons*

Het evenwicht van de pontons (zie Figuur XVIII-11) wordt gewaarborgd door waterballasttanks aan de uiteinden. De grootte van de kracht door een oplegging wordt bepaald door:

$$F_{OPLEGGING} = \frac{G_{CE} - F_{OP,CE}}{2} \qquad \text{(XVIII.27)}$$

Hierin is:		
	G_{CE}	eigen gewicht constructie-element
	$F_{OP,CE}$	drijfvermogen constructie-element

Nu kunnen de lengte van de pontons en de ballasttanks bepaald worden door de evenwichtsvergelijkingen:

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \frac{L_P}{2} \cdot F_{OPLEGGING} = \left\{ \frac{L_P}{2} - \frac{L_B}{2} \right\} \cdot F_B \qquad \text{(XVIII.28)}$$

$$\Sigma V = 0 \rightarrow F_B + F_P + F_{OPLEGGING} = F_{OP,P} \qquad \text{(XVIII.29)}$$

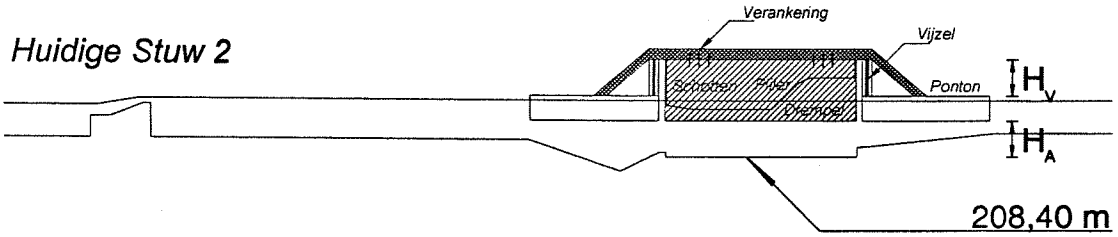
Hierin is:		
	L_P	lengte ponton
	L_B	lengte ballasttank
	$F_{OPLEGGING}$	kracht in oplegging
	F_B	gewicht ballast
	F_P	gewicht ponton
	$F_{OP,P}$	drijfvermogen ponton

Afzinken

Bij laybarge II moet er gekeken worden of de vijzels een dusdanige weg in z-richting kunnen afleggen dat het constructie-element op het funderingsvlak afgezonken kan worden (zie Figuur XVIII-12). Dit resulteert in de volgende voorwaarde:

$$H_V > H_A \qquad \text{(XVIII.30)}$$

Hierin is: H_V vijzelweg
H_A afzinkweg



Figuur XVIII-12: *Afzinken Laybarge II*

RESULTATEN

Laybarge I

De totale hoogte inclusief materieel bedraagt 12,50 + 2,00 + 2,30 + 2,00 = 18,80 m. Het profiel van vrije doorvaart moet in de maatgevende doorsneden in de z-richting aan de volgende voorwaarde voldoen: 13,00 + 4,60 = 17,60 m ≥ 18,80 + 0,50 + 0,50 = 19,80 m → voldoet niet. Indien de speling gereduceerd wordt tot 0,00 m, wordt er nog niet aan bovenstaande vergelijking voldaan. De voorwaarde met betrekking tot de lengte van het constructie-element inclusief het materieel hoeft niet bekeken te worden, aangezien laybarge I al afvalt op strijkhoogte. Transport met behulp van laybarge I is onmogelijk.

Laybarge II, Nokken I en Nokken II

Voor laybarge II en nokken II wordt de bovengrens van het transport- en afzinkvenster bepaald door de voor transport vereiste waterdiepte (diepgang + kielspeling) juist benedenstrooms van de huidige stuw 2. Voor nokken I worden de bovengrenzen bepaald doordat de externe x-afmeting van het constructie-element en drijfpontons te groot wordt om binnen de scheepvaartsluis te passen. Dit komt doordat de diepgang en daarmee het zelfdrijfvermogen van het constructie-element afnemen. Er moet vergeleken bij laybarge I en II meer drijfvermogen geleverd worden door de drijfpontons. Dit drijfvermogen kan alleen gezocht worden in de x-richting. De ondergrenzen van het transport- en afzinkvenster voor laybarge II, nokken I en nokken II volgen rechtstreeks uit Tabel 3-6. In Tabel XVIII-15 zijn de boven- en ondergrenzen van het transport- en afzinkvenster weergegeven.

	Laybarge II		Nokken I		Nokken II	
	OG[1]	BG[2]	OG	BG	OG	BG
Vaste Drempel (Deel 1)	5	100	5	20	5	100
Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	10	100	10	20	10	100
Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)	20	100	20	20	20	100

Tabel XVIII-15: *Transport - en Afzinkvenster (Laybarge II, Nokken I en Nokken II)*

[1] OG = Ondergrens
[2] BG = Bovengrens

PARAMETERS

Hydraulica		
Q	507	m^3s^{-1}
B_{RIVIER}	288.6	m
B_{SLUIS}	68.6	m
$B_{AFSLUITING}$	184.6	m
α	0.4	
$B_{DOORSTROOMPROFIEL}$	121.07	m
C	50	$m^{0.5}s^{-1}$
i	0.0002	
h_{BRUG}	229.4	m
h_F	208.4	m
$h_{W,BE}$	217.1	m
$h_{B,BE}$	211.8	m
$h_{W,BO}$	219.7	m
$h_{B,BO}$	213.4	m
μ	0.8283	
g	10	ms^{-2}

Materiaalgegevens		
v_{CE}	25	%
$\rho_{EG,BETON}$	2500	kgm^{-3}
$\rho_{EG,WATER}$	1000	kgm^{-3}
$\rho_{EG,PONTON}$	150	kgm^{-3}
$\rho_{EG,BALLAST}$	1000	kgm^{-3}

Afmetingen Constructie-Element		
L_{CE}	41.2	m
B_{CE}	8	m
H_{CE}	12.5	m

WATERSTANDEN EN STROOMSNELHEDEN

Benedenstrooms		
Gegevens		
$Q_{O,BO}$	507	m^3s^{-1}
$q_{O,BO}$	2.30455	m^2s^{-1}
Waterstanden		
$d_{W,O,BO}$	6.30333	m
$U_{O,BO}$	0.36561	ms^{-1}
Fr	0.04605	
Impulsbalans		
c_1	1100000	
c_2	2123209	
c_3	4.4E+07	
IB	-454.062	
$d_{W,S}$	6.29232	m

Stuw		
Gegevens		
Q_S	507	m^3s^{-1}
q_S	3.4688	m^2s^{-1}
Waterstanden		
$d_{W,S}$	6.29232	m
U_S	0.66554	ms^{-1}
Fr	0.0839	
Energiebalans		
c_1	0.26555	
c_2	6.31447	
EB	5.1E-05	
$d_{W,BO}$	6.30785	m
Doorstroomprofiel		
A	761.788	m^2

Bovenstrooms		
Gegevens		
Q_{BO}	507	m^3s^{-1}
q_{BO}	2.304545	m^2s^{-1}
Waterstanden		
$d_{W,BO}$	6.307847	m
U_{BO}	0.365346	ms^{-1}
Fr	0.046001	
Energiebalans		
c_1	0.15431	
c_2	6.31452	
EB	6.77E-06	
$d_{W,R}$	6.310653	m

OK

PROFIEL VAN VRIJE DOORVAART

Waterdieptes		
$d_{W,O,BE}$	5.2997	m
$d_{W,O,BO}$	6.3033	m
$d_{W,S}$	6.29	m
$d_{W,BO}$	6.31	m
$d_{W,R}$	6.31	m

Doorvaarthoogte		
d_{STR}	12.3003	m

Speling		
Kielspeling		
d_K	0.5	m
Mastspeling		
d_M	0.5	m
Pontonspeling		
d_P	1	m

BOVENSTROOMSE STUWEFFECTEN

Parameters		
Q	507	m^3s^{-1}
Δx	19680	m
B	288.6	m
q	1.7568	m^2s^{-1}
Δd	17.371	mm

Huidige Situatie		
$d_{W,O,BO}$	6.30333	m
Δx	19680	m
d_E	1.91421	m
$L_{0,5}$	12787.8	m
d	3.42465	m

Afsluiting		
d_R	6.31065	m
Δx	19530	m
d_E	1.91421	m
$L_{0,5}$	12807.6	m
d	3.44202	m

LAYBARGE I

Parameters	
L_L/H_L	20
L_L	45 m
H_L	2.25 m
H_{WINCH}	2 m
$H_{SPELING}$	2 m

Verticaal	
Afmetingen	
H_{CE}	12.5 m
H_C	18.75 m
D	4.79966 m
S_{L1}	13.9503 m
S_{L1+DM}	14.4503 m
d_{STR}	12.3003 m
Controles	
strijkhoogte	niet OK

Horizontaal (Pontons)			
Afmetingen Pontons		*Krachten (per strekkende meter)*	
D_P	4.79966 m	G_{CE}	3218.75 kN
D_V	0.4 m	$F_{OP,CE}$	1977 kN
H_P	5.19966	$F_{OPLEGGING}$	621 kN
L_P	34 m	F_P	263 kN
L_B	18 m	F_B	931 kN
Controles		$F_{OP,P}$	1619 kN
L_{TOT}	111 m	*Evenwicht (per strekkende meter)*	
		ΣM	3101.04069 kNm
		ΣV	196 kN

LAYBARGE II

Parameters	
L_L/H_L	20
L_L	45 m
H_L	2.3 m

Verticaal	
Afmetingen	
H_{CE}	12.5 m
H_C	14.75 m
D	4.79966 m
S_{L1}	9.95034 m
S_{L1+DM}	10.45034 m
d_{STR}	12.30034 m
Afmetingen Afzinken	
H_A	6.49 m
H_V	7.30034 m
Controles	
strijkhoogte	OK
afzinken	OK

Horizontaal (Pontons)			
Afmetingen Pontons		*Krachten (per strekkende meter)*	
D_P	4.79966 m	G_{CE}	3218.75 kN
D_V	0.4 m	$F_{OP,CE}$	1977 kN
H_P	5.19966	$F_{OPLEGGING}$	621 kN
L_P	29 m	F_P	224 kN
L_B	15 m	F_B	799 kN
Controles		$F_{OP,P}$	1377 kN
L_{TOT}	101 m	*Evenwicht (per strekkende meter)*	
		ΣM	3580.340241 kNm
		ΣV	266 kN

NOKKEN

Verticaal	
Afmetingen	
H_{CE}	12.5 m
H_C	12.5 m
H_N	2 m
D	2.79966 m
S_H	9.70034 m
S_{H+DM}	10.2003 m
d_{STR}	12.3003 m
Controles	
strijkhoogte	OK

Horizontaal (Pontons)		Krachten (per strekkende meter)	
Afmetingen Pontons		G_{CE}	3218.75 kN
D_P	4.79966 m	$F_{OP,CE}$	1153 kN
D_V	0.4 m	$F_{OPLEGGING}$	1033 kN
H_P	5.19966	F_P	621 kN
L_P	80 m	F_B	2168 kN
L_B	42 m	$F_{OP,P}$	3821 kN
Controles		*Evenwicht (per strekkende meter)*	
L_{TOT}	202 m	ΣM	5.3013E-07 kNm
		ΣV	0 kN

NOKKEN + LAYBARGE I

Parameters	
L_L/H_L	20
L_L	45 m
H_L	2.25 m
H_{WINCH}	2 m
$H_{SPELING}$	2 m

Verticaal	
Afmetingen	
S_{H+DM}	16.4503 m
Controles	
strijkhoogte	niet OK

NOKKEN + LAYBARGE II

Parameters	
L_L/H_L	20
L_L	45 m
H_L	2.25 m

Verticaal	
Afmetingen	
S_{H+DM}	12.4503 m
Afmetingen Afzinken	
H_A	8.49 m
H_V	7.30034 m
Controles	
strijkhoogte	niet OK
afzinken	niet OK

BIJLAGE XIX

EXCEL-Spreadsheet "Plaatconfiguratie"

TOELICHTING

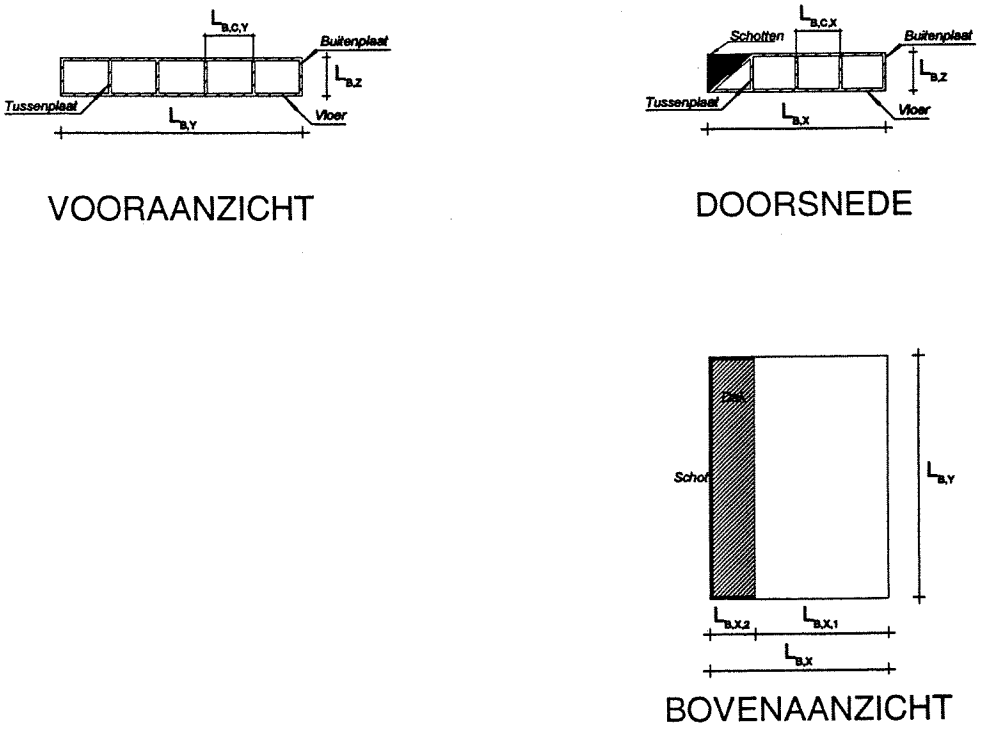
BOVENSTUKKEN

Plaatconfiguratie

De bovenstukken van deel 1 tot en met 7 hebben in het xz-vlak een trapeziumvormige doorsnede. De stalen schotten en het dak worden dusdanig gedimensioneerd dat het zwaartepunt in het midden van de doorsnede komt te liggen. Het bovenstuk bestaat uit binnen-, buiten- en tussenplaten. De hier gebruikte terminologie voor het bovenstuk wordt in het gehele afstudeerproject toegepast. De plaatconfiguratie van het USACE (zie Tabel XIX-1 en Figuur XIX-1) vormt het uitgangspunt voor de plaatconfiguratie van het bovenstuk. Dit houdt in dat de plaatdiktes overal 0,30 m bedragen.

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
x-richting	$n_{O,C,X}$	4	4	4
	$L_{B,X,1}$ (m)	2,70	11,30	13,70
	$L_{B,X,2}$ (m)	13,50	7,00	4,60
	$L_{B,C,X}$ (m)	4,54	4,54	4,54
y-richting	$n_{B,C,Y}$ (m)	5	4	5
	$L_{B,Y}$ (m)	23,60	18,50	25,00
	$L_{B,C,Y}$ (m)	4,66	4,55	4,94
z-richting	$n_{B,C,Z}$ (m)	1	1	1
	$L_{B,Z}$ (m)	9,80	6,80	4,00

Tabel XIX-1: *Plaatconfiguratie Bovenstukken*



VOORAANZICHT

DOORSNEDE

BOVENAANZICHT

Figuur XIX-1: *Plaatconfiguratie Bovenstukken*

Eigen Gewicht

Het eigen gewicht van het bovenstuk bestaat uit het eigen gewicht van de platen, de schotten en het hulpmaterieel. Het betonvolume van het bovenstuk wordt bepaald met behulp van Tabel XIX-1 en Figuur XIX-1. Het eigen gewicht van de platen wordt bepaald met behulp van dit betonvolume. Het eigen gewicht van de schotten wordt bepaald met behulp van Figuur XIX-1 en Tabel XIX-2.

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
G_D (kNm^{-2})	Dak	2	2	2
G_Z (kNm^{-1})	Zijschotten	40	15	6
G_A (kNm^{-1})	Achterschot	80	55	35

Tabel XIX-2: *Schatting Eigen Gewicht Schotten*

Het eigen gewicht van het standaard hulpmaterieel wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 1% van het totale volume van het constructie-element beslaat.

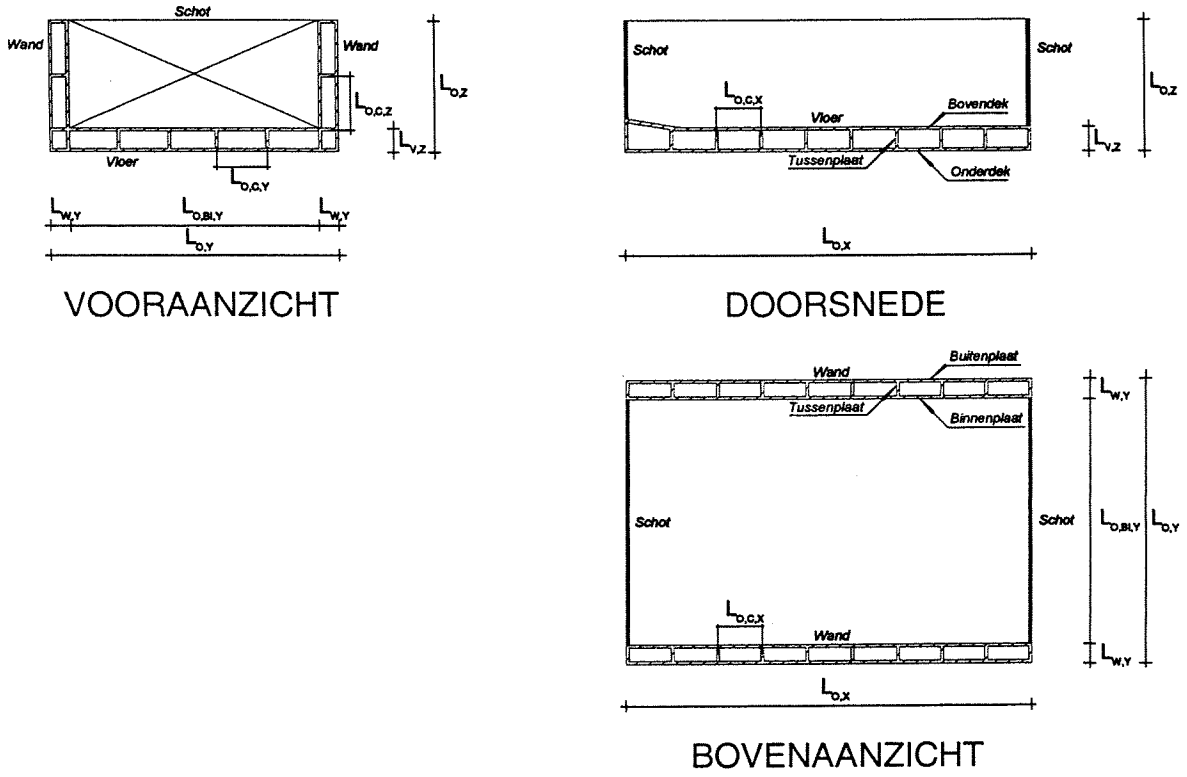
ONDERSTUKKEN

Plaatconfiguratie

De onderstukken van deel 2 tot en met 7 heeft in het yz-vlak een U-vormige doorsnede. Het horizontale gedeelte van de U-vormige doorsnede wordt vloer genoemd. De vloer bestaat uit het boven- en onderdek en tussenplaten. De twee verticale gedeeltes worden wanden genoemd. De wanden bestaan uit de binnen- en buiten- en tussenplaten. De hier gebruikte terminologie voor het bovenstuk wordt in het gehele afstudeerproject toegepast. De plaatconfiguratie van het USACE (zie Tabel XIX-3 en Figuur XIX-2) vormt het uitgangspunt voor de plaatconfiguratie van het onderstuk. Dit houdt in dat de plaatdiktes overal 0,30 m bedragen.

		Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
x-richting	$n_{o,c,x}$	9	9
	$L_{o,x}$ (m)	41,20	41,20
	$L_{o,c,x}$ (m)	4,54	4,54
y-richting	$n_{o,c,y}$ (m)	6	7
	$L_{o,y}$ (m)	22,50	29,00
	$L_{o,c,y}$ (m)	4,70 en 1,70	5,06 en 1,70
	$L_{o,Bl,y}$ (m)	18,50	25,00
	$L_{w,y}$ (m)	2,00	2,00
z-richting	$n_{o,c,z}$ (m)	2	2
	$L_{o,z}$ (m)	12,50	12,50
	$L_{o,c,z}$ (m)	5,05	5,05
	$L_{v,z}$ (m)	2,40	2,40

Tabel XIX-3: *Plaatconfiguratie Onderstukken*



Figuur XIX-2: *Plaatconfiguratie Onderstukken*

Eigen Gewicht

Het eigen gewicht van het onderstuk bestaat uit het eigen gewicht van de platen, de schotten, het hulpmaterieel en de vouten. Het betonvolume van het bovenstuk wordt bepaald met behulp van Tabel XIX-3 en Figuur XIX-2. Het eigen gewicht van de platen wordt bepaald met behulp van dit betonvolume. Het eigen gewicht van de schotten wordt bepaald met behulp van Figuur XIX-2 en Tabel XIX-4. Het eigen gewicht van de vouten wordt geschat.

		Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
G_V (kNm^{-1})	Voorschot	80	80
G_A (kNm^{-1})	Achterschot	80	80

Tabel XIX-4: *Schatting Eigen Gewicht Schotten*

Het eigen gewicht van het standaard hulpmaterieel wordt verondersteld equivalent te zijn met een betonvolume dat 1% van het totale volume van het constructie-element beslaat.

RESULTATEN

De componenten van het gewicht van de bovenstukken worden weergegeven in Tabel XIX-5.

		Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
$G_{B,P}$ (kN)	Platen	13763	11603	11799
$G_{B,S}$ (kN)	Schotten	3137	1552	1215
$G_{B,M,1}$ (kN)	Hulpmaterieel	937	576	458
G_B (kN)		17837	13731	13472

Tabel XIX-5: *Componenten Gewicht Bovenstukken*

De componenten van het gewicht van de onderstukken worden weergegeven in Tabel XIX-6.

		Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
$G_{O,P}$ (kN)	Platen	36928	44200
$G_{O,S}$ (kN)	Schotten	2960	4000
$G_{O,M,1}$ (kN)	Hulpmaterieel	2897	3734
$G_{O,M,2}$ (kN)	Vouten	1000	3000
G_O (kN)		47785	58934

Tabel XIX-6: *Componenten Gewicht Onderstukken*

PARAMETERS

Compartimenten	
$n_{B,X}$	4.50
$n_{O,X}$	10
n_Y	6
$n_{P,Z}$	3

Schotten	
Belasting	
$q_{S,BO}$	80 kNm^{-1}
$q_{S,BE}$	80 kNm^{-1}
$q_{S,ZIJ}$	0 kNm^{-1}
q_D	0 kNm^{-2}
Gewicht	
$G_{S,BO}$	2000 kN
$G_{S,BE}$	2000 kN
$G_{S,ZIJ,B}$	0 kN
$G_{S,ZIJ,O}$	0 kN
$G_{D,B}$	0 kN
$G_{D,O}$	0 kN

Materiaalgegevens	
ρ_{beton}	25 kNm^{-3}
ρ_{water}	10 kNm^{-3}

EINDRESULTATEN

Gewichten	
$G_{CE,B}$	19085 kN
$G_{CE,O}$	32516 kN
$G_{CE,P}$	9016 kN
$G_{CE,B+O}$	47601 kN
$G_{CE,O+P}$	50547 kN
$G_{CE,B+O+P}$	65632 kN

Diepgang	
$D_{CE,B}$	4.17 m
$D_{CE,O}$	3.16 m
$D_{CE,P}$	10.94 m
$D_{CE,B+O}$	4.62 m
$D_{CE,O+P}$	4.23 m
$D_{CE,B+O+P}$	5.49 m

BOVENSTUK

Afmetingen	
X-Richting	
$L_{B,X1}$	13.7 m
$L_{B,X2}$	4.6 m
$L_{B,XTOT}$	18.3 m
$L_{B,X,C}$	4.07 m
Y-Richting	
$L_{B,Y}$	25 m
$L_{B,Y,C}$	4.08 m
Z-Richting	
$L_{B,Z}$	4 m
Diktes	
$d_{B,Z,VLOER}$	0.6 m
$d_{B,Z,DAK}$	0.2 m

Volumes	
$V_{Y,TOTAAL}$	122.65 m^3
$V_{X,TOTAAL}$	119.17 m^3
V_{VLOER}	274.5 m^3
V_{DAK}	98.98 m^3
V_{OVER}	11.9173913 m^3
$V_{CE,B}$	603.39 m^3

Wanden Y-Doorsnede

	Y	d_Y	A_Z	V_Y	d_{OVER}
1	0.00 m	1 m	49.061 m^2	25 m^3	0.5 m
2	4.08 m	0 m	49.061 m^2	15 m^3	0.3 m
3	8.17 m	0 m	49.061 m^2	15 m^3	0.3 m
4	12.3 m	0 m	49.061 m^2	15 m^3	0.3 m
5	16.3 m	0 m	49.0[illegible] m^2	15 m^3	0.3 m
6	20.4 m	0 m	[illegible].061 m^2	15 m^3	0.3 m
7	24.5 m	1 m	49.061 m^2	25 m^3	0.5 m
8	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
9	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
10	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
11	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
12	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
13	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
14	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
15	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
				123 m^3	2.5 m

Wanden X-Doorsnede

	X	d_X	H_Z	V_X	A_{OVER}
1	0.00 m	1 m	3.2 m	40 m^3	1.6 m^2
2	4.07 m	0 m	3.2 m	24 m^3	0.96 m^2
3	8.14 m	0 m	3.2 m	24 m^3	0.96 m^2
4	12.2 m	0 m	3.2 m	24 m^3	0.96 m^2
5	16.3 m	0 m	0.9565 m	7.2 m^3	0.29 m^2
6	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
7	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
8	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
9	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
10	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
				119 m^3	4.77 m^2

ONDERSTUK

Afmetingen	
X-Richting	
$L_{O,X1}$	35.7 m
$L_{O,X2}$	5.5 m
$L_{O,XTOT}$	41.2 m
$L_{O,X,C}$	4.07 m
Y-Richting	
$L_{O,Y}$	25 m
$L_{O,Y,C}$	4.08 m
Z-Richting	
$L_{O,Z1}$	2.4 m
$L_{O,Z2}$	3.4 m
Diktes	
$d_{O,Z,VLOER}$	0.6 m
$d_{O,Z,DAK}$	0.2 m

Volumes	
$V_{Y,TOTAAL}$	171.63 m^3
$V_{X,TOTAAL}$	160.63 m^3
V_{VLOER}	618 m^3
V_{DAK}	206.45 m^3
V_{OVER}	16.0631818 m^3
$V_{CE,O}$	1140.65 m^3

Wanden Y-Doorsnede

	Y	d_Y	A_Z	V_Y	d_{OVER}
1	0.00 m	1 m	68.652 m^2	34 m^3	0.5 m
2	4.08 m	0 m	68.652 m^2	21 m^3	0.3 m
3	8.17 m	0 m	68.652 m^2	21 m^3	0.3 m
4	12.3 m	0 m	68.652 m^2	21 m^3	0.3 m
5	16.3 m	0 m	68.652 m^2	21 m^3	0.3 m
6	20.4 m	0 m	68.652 m^2	21 m^3	0.3 m
7	24.5 m	1 m	68.652 m^2	34 m^3	0.5 m
8	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
9	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
10	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
11	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
12	gw m	0 m	gw m^2	gw m^3	gw m
13	gw m	0 m	gw m^4	gw m^4	gw m
14	gw m	0 m	gw m^4	gw m^4	gw m
15	gw m	0 m	gw m^4	gw m^4	gw m
				172 m^4	2.5 m

Wanden X-Doorsnede

	X	d_X	H_Z	V_X	A_{OVER}
1	0.00 m	1 m	1.6 m	20 m^3	0.8 m^2
2	4.07 m	0 m	1.6 m	12 m^4	0.48 m^4
3	8.14 m	0 m	1.6 m	12 m^3	0.48 m^2
4	12.2 m	0 m	1.6 m	12 m^3	0.48 m^2
5	16.3 m	0 m	1.6 m	12 m^3	0.48 m^2
6	20.4 m	0 m	1.6 m	12 m^3	0.48 m^2
7	24.4 m	0 m	1.6 m	12 m^3	0.48 m^2
8	28.5 m	0 m	1.6 m	12 m^3	0.48 m^2
9	32.7 m	0 m	1.6 m	12 m^3	0.48 m^2
10	36.6 m	0 m	1.7691 m	13 m^3	0.53 m^2
11	40.7 m	1 m	2.5091 m	31 m^3	1.25 m^2
12	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
13	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
14	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
15	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
16	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
17	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
18	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
19	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
20	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2
				161 m^4	6.43 m^2

PIJLER

Afmetingen	
X-Richting	
$L_{P,X}$	41.2 m
$L_{P,X,C}$	4.07 m
Y-Richting	
$L_{P,Y}$	2 m
$L_{P,Y,C}$	1.75 m
Z-Richting	
$L_{P,Z}$	12.5 m
$L_{P,Z,C}$	3.97 m
Tussenwanden	
$L_{Y,TUSSEN}$	1.5 m
$L_{X,TUSSEN}$	37.5 m
Diktes	
$d_{P,Z,VLOER}$	0.6 m
$d_{P,Z,DAK}$	0 m
$d_{P,Z,TUSSEN}$	0 m

Volumes	
$V_{Y,TOTAAL}$	245.14 m^3
$V_{X,TOTAAL}$	88.06 m^3
V_{VLOER}	49.44 m^3
V_{DAK}	0.00 m^3
V_{TUSSEN}	0 m^3
V_{OVER}	22.015 m^3
$V_{CE,P}$	360.63 m^3

Wanden Y-Doorsnede

	Y	d_Y	A_Z	V_Y	d_{OVER}	
1	0.00 m	1 m	490.28 m^2	245 m^3	0.5 m	
2	1.75 m	0 m	490.28 m^2	0 m^3	0 m	
				245 m^3	0.5 m	

Wanden X-Doorsnede

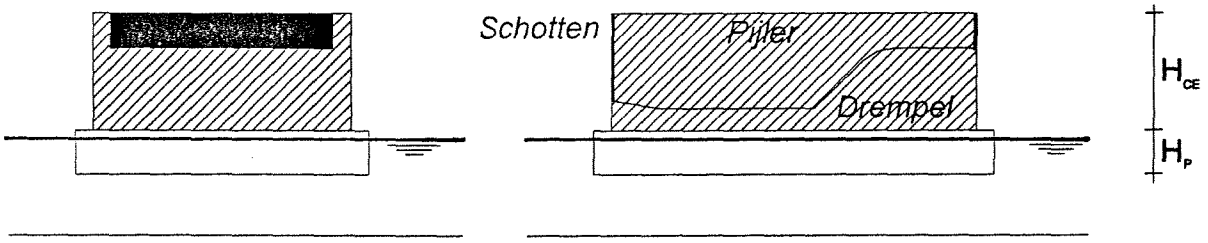
	X	d_X	H_Z	V_X	A_{OVER}	$d_{X,TOTAAL}$
1	0.0 m	1 m	11.9 m	12 m^3	5.95 m^2	0.5 m
2	4.1 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
3	8.1 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
4	12.2 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
5	16.3 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
6	20.4 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
7	24.4 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
8	28.5 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
9	32.6 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
10	36.6 m	0 m	11.9 m	7.1 m^3	3.57 m^2	0.3 m
11	40.7 m	1 m	11.9 m	12 m^3	5.95 m^2	0.5 m
12	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
13	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
14	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
15	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
16	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
17	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
18	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
19	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
20	gw m	0 m	gw m	gw m^3	gw m^2	gw m
				88 m^3	44 m^2	3.7 m

BIJLAGE XX

Handberekening "Transportpontons"

TOELICHTING

Het eigen gewicht van het transportponton (zie Figuur XX-1) bedraagt 1,5 kNm^{-3}. Er wordt vanuit gegaan dat alle constructie-elementen op een transportponton getransporteerd moeten kunnen worden. Het zwaarste constructie-element wordt dan maatgevend. Uit Bijlage XIX blijkt dat dit de lage drempel is. De lengte en de breedte van het transportponton moeten iets breder zijn: L_P = 45,00 m en B_P = 32,50 m (dit is al krap).



Figuur XX-1: *Transportponton*

RESULTATEN

Het eigen gewicht van de lage drempel bedraagt 83816 kN. Het eigen gewicht van het ponton bedraagt 1,5 * 32,50 * 45,00 * H_P = 2194 * H_P kN. Het drijfvermogen van het geheel bedraagt 10 * 32,50 * 45,00 * D = 14625 * D kN. Het drijfvermogen moet gelijk zijn aan het eigen gewicht van de lage drempel en het ponton:

$$83816 + 2194 * H_P = 14625 * D \rightarrow D = (83816 + 2194 * H_P)/14625 \qquad (XX.1)$$

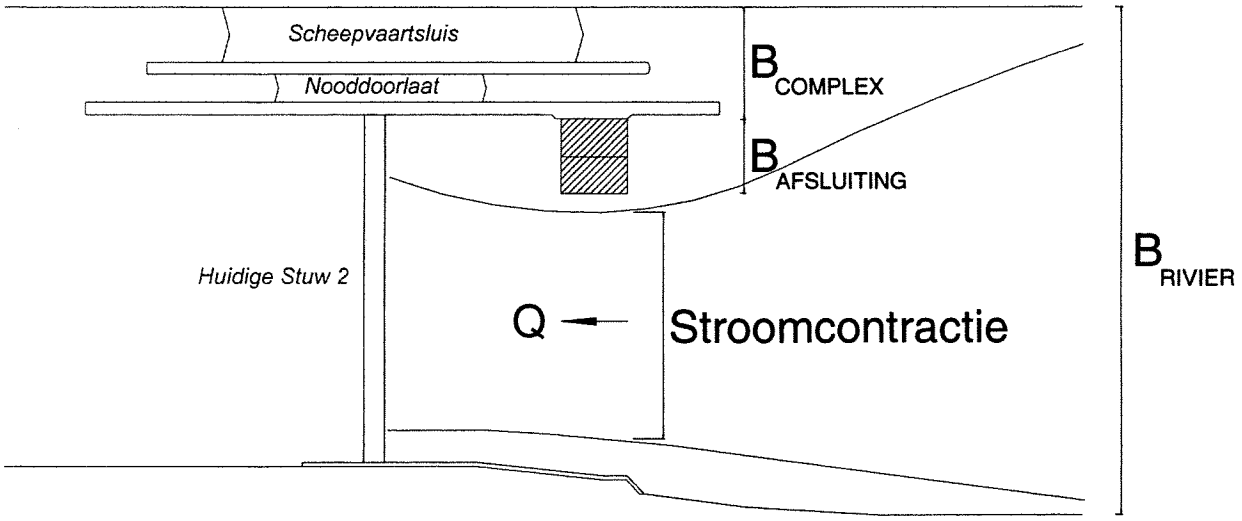
Indien de hoogte van het ponton 7,00 m is, bedraagt de diepgang 6,80 m. De strijkhoogte bedraagt dan 12,70 m. De waterdiepte een diepgang van 6,80 m mogelijk maakt, wordt minder dan 2,5% van de tijd bereikt (zie Bijlage II: 037-LBR-14/7 (Lower Pool Stage-Duration & Stage-Discharge Curve)). Bovendien wordt dan de stroomsnelheid ter plaatse van de nieuwe stuw 2 groter dan 1,00 ms^{-1}, zodat transport en afzinken niet meer mogelijk is. Daarnaast is bovenstaande strijkhoogte vrijwel gelijk aan de maximale doorvaarthoogte. Er is geen speling.

BIJLAGE XXI

Handberekening "Bodembescherming"

TOELICHTING

De diameter dat het grind van de bodembescherming minimaal dient te hebben, wordt bepaald door de situatie tijdens het afzinken van het laatste onderstuk (deel 5). Het sluitgat is dan namelijk het kleinst en de bijbehorende horizontale constrictie (zie Figuur XXI-1) en stromingsaanval op de bodem het grootst.



Figuur XXI-1: *Horizontale Constrictie*

De breedte van de rivier bedraagt 288,60 m. De breedte van het stuwcomplex 2 bedraagt 68,60 m. Uit Tabel XVIII-14 (situatie tijdens afzinken deel 5) kunnen de volgende gegevens gedestilleerd worden voor de maximaal mogelijke afvoer van 4058 m^3s^{-1}:

- ✓ U_S = 3,10 ms^{-1}
- ✓ $d_{W,S}$ = 10,30 m
- ✓ α = 0,40
- ✓ $B_{AFSLUITING}$ = 184,60 m

De waterdiepte ten opzichte van de rivierbodem bedraagt 10,30 + 5,00 = 15,30 m. Bij een nauwkeurige afwerking van de bodembescherming wordt de benodigde diameter van de grindkorrels bepaald door iteratie met vergelijking XXI.1 [Schiereck, 1998]:

$$\frac{U_S}{\sqrt{\Delta \cdot g \cdot D}} = 5{,}75 \cdot \log\left(\frac{6 \cdot d_W}{D}\right) \cdot \sqrt{\psi} \qquad \text{(XXI.1)}$$

Hierin is:	U_S	stroomsnelheid	= 3,10 ms^{-1}
	g	versnelling van de zwaartekracht	= 10,00 ms^{-2}
	Δ	relatieve dichtheid	= 1,65
	D	grinddiameter	(m)
	d_W	waterdiepte ten opzichte van de rivierbodem	= 15,30 m
	ψ	bewegingsparameter	= 0,03

Turbulentie-effecten van de horizontale constrictie worden volgens [Schiereck, 1998] verdisconteerd door middel van een correctiefactor K. Bij een horizontale constrictie van 16,5% is K = 1,6. Bij een horizontale constrictie van 50% is K = 2,0. Er mag lineair geïnterpoleerd worden tussen deze waarden. De met vergelijking XXI.1 bepaalde grinddiameter moet vergroot worden met K^2.

RESULTATEN

Uit iteratie met vergelijking XXI.1 volgt:

D = 0,050 m → 3,41 = 3,26
D = 0,060 m → 3,12 = 3,18
D = 0,055 m → 3,25 = 3,22
D = 0,056 m → 3,22 = 3,21
D = 0,057 m → 3,20 = 3,21

De stroomcontractie wordt berekend door bovenstaande gegevens in te vullen in vergelijking XVIII.4:

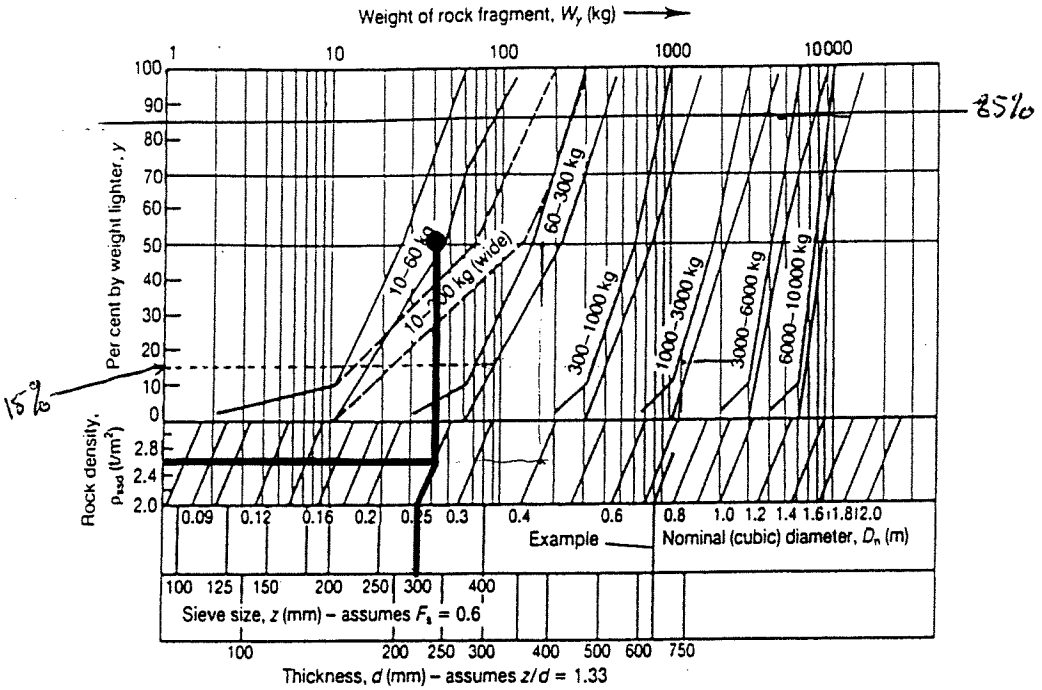
μ = -0,30 * ((0,40 * 184,60) / 288,60) + 4058 / 100000 + 0,90 = 0,864

De breedte van het overgebleven doorstroomprofiel tijdens het afzinken van deel 5 wordt berekend door bovenstaande gegevens in te vullen in vergelijking XVIII.3:

$B_{DOORSTROOMPROFIEL}$ = 0,864 * (288,60 – 68,60 – 0,40 * 184,60) = 126,28 m

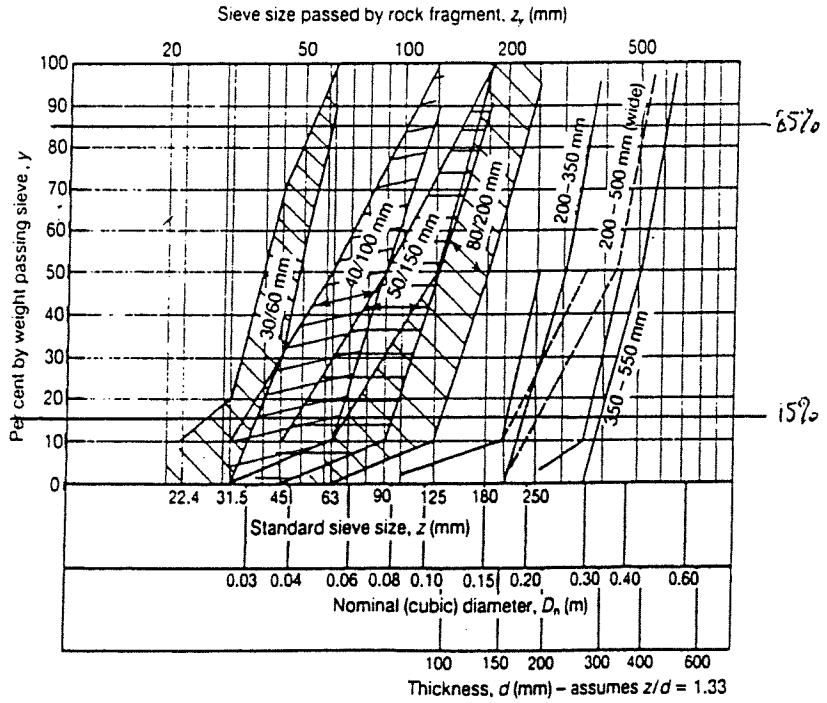
Hieruit volgt dat de horizontale constrictie ((288,60 – 126,28) / 288,60) * 100 = 56% bedraagt. De bijbehorende correctiefactor K bedraagt 2,1. De bepaalde diameter van de grindkorrels dient vergroot te worden met een correctiefactor van $2,1^2$.

De benodigde diameter van de grindkorrel bedraagt $2,1^2$ * 0,057 = 0,25 m. Met behulp van bijgevoegde grafieken voor de graderingsklassen kan bepaald worden dat er een steenklasse met een gradering van 10-60 kg toegepast moet worden.



Note: W_{50} values given for grading envelopes reflect estimates of W_{em} range and are not obligatory (cf. Fig 55)

Figure 56 *Weight gradings and size relationships for the standard light and heavy grading classes*



Note: z_{50} values given for envelopes of light gradings reflect estimates of W_{em} range and are not obligatory (cf. Fig 55)

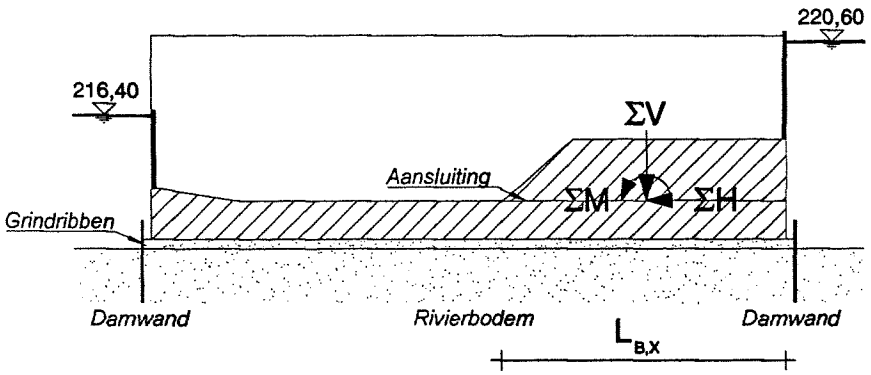
Figure 57 *Size gradings and relationships for the standard fine and light grading classes*

BIJLAGE XXII

Handberekening "Aansluiting Bovenstuk - Onderstuk"

TOELICHTING

Voor de aansluiting tussen het boven- en onderstuk van de vaste, de hoge en de lage drempel wordt berekend of er trek optreedt in het belastinggeval onderhoud. Tijdens onderhoud wordt voor de waterstand bovenstrooms van het bovenstuk MSL + 220,60 m aangehouden. Tijdens onderhoud wordt de drempel drooggezet; benedenstrooms van het bovenstuk staat geen water. Uit Tabel 3-7 kunnen de externe afmetingen van de bovenstukken worden gedestilleerd. Aan de hand van de externe afmetingen kunnen het eigen gewicht en de ligging van het zwaartepunt van de bovenstukken bepaald worden. Bij de hoge en lage drempel bevindt zich een stalen schot op de bovenstroomse zijde van het bovenstuk.



Figuur XXII-1: *Aansluiting Bovenstuk - Onderstuk*

Of er trek optreedt wordt gecontroleerd door de aansluiting tussen boven- en onderstuk als doorsnede van een ligger te beschouwen die belast wordt door een verticale belasting (eigen gewicht bovenstuk), een horizontale belasting (waterbelasting) en daaruit voortvloeiend een moment (zie Figuur XXII-1). Indien de resultante van de verticale en horizontale belasting binnen de kern van deze doorsnede ligt, heerst er overal druk en kan het bovenstuk niet kantelen. Dit wordt het "kantelcriterium" genoemd:

$$\frac{\Sigma M}{\Sigma V} \leq \frac{L_{B,X}}{6} \qquad \text{(XXII.1)}$$

Hierin is:

ΣM	moment op aansluiting bovenstuk – onderstuk	(kNm/m)
ΣV	normaalkracht op aansluiting bovenstuk – onderstuk	(kN/m)
$L_{B,X}$	externe x-afmeting bovenstuk	(m)

RESULTATEN

	Vaste Drempel (Deel 1)	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
ΣH (kN)	11333	8884	12005
ΣV (kN)	54640	47194	41375
ΣM (kN)	- 103366	- 51818	- 16925
Kantelen	1,89 < 2,70; OK	1,10 < 3,05; OK	0,41 < 3,05; OK

Tabel XXII-1: *Kantelcriterium Aansluiting Bovenstuk - Onderstuk*

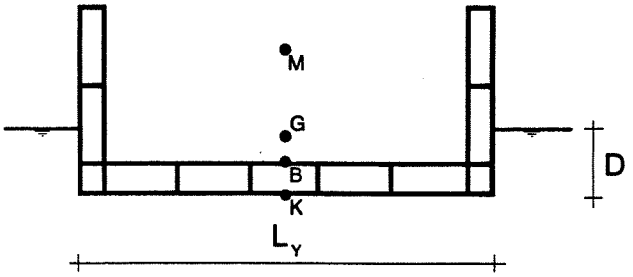
Er kan geconcludeerd worden dat de gehele aansluiting van het boven- en onderstuk van zowel de vaste, de hoge, als de lage drempel altijd op druk belast wordt.

BIJLAGE XXIII

Handberekening "Statische Drijfstabiliteit"

TOELICHTING

De constructie-elementen mogen niet kantelen tijdens transport. Aan de hand van de statische drijfstabiliteit kan nagegaan worden in hoeverre kantelen mogelijk is. De statische drijfstabiliteit van een constructie-element kan bepaald worden aan de hand van het drukkingspunt B (zwaartepunt van het verplaatste water), het gewichtspunt G (zwaartepunt van het constructie-element; inclusief ballastwater) en het metacentrum M (snijpunt van de werklijn van de opdrijvende kracht met verticale lijn door zwaartepunt van het constructie-element bij een kleine hoekverdraaiing) (zie Figuur XXIII-1). Voor de duidelijkheid is ook K (kiel) aangegeven.



Figuur XXIII-1: *Statische Drijfstabiliteit*

Om de statische drijfstabiliteit te garanderen is het nodig dat M boven G ligt. Anders gezegd: Het lijnstuk GM (metacentrumhoogte) moet positief zijn. De grootte van het lijnstuk BM kan bepaald worden volgens [Journee; Massie; 2001]:

$$\overline{BM} = \frac{\frac{1}{12} \cdot L_X \cdot L_Y^3}{D \cdot L_X \cdot L_Y} = \frac{L_Y^2}{12 \cdot D} \qquad \text{(XXIII.1)}$$

Hierin is:

L_X	externe x-afmeting constructie-element	(m)
L_Y	externe y-afmeting constructie-element	(m)
D	diepgang constructie-element	(m)

Hieruit blijkt dat het voldoende is om de statische drijfstabiliteit te bekijken in de doorsnede met de kleinste externe afmeting, aangezien dit het kleinste lijnstuk BM oplevert. De metacentrumhoogte GM kan bepaald met behulp van vergelijking XXIII.1 worden volgens [Journee; Massie; 2001]:

$$\overline{GM} = \frac{D}{2} + \overline{BM} - \overline{KG} \qquad \text{(XXIII.2)}$$

Hierin is:

D	diepgang constructie-element	(m)
$\overline{KG}$	zwaartepunt van het constructie-element ten opzichte van de kiel	(m)

RESULTATEN

	Bovenstukken	Onderstukken
Vaste Drempel	$4,67 / 2 + 23,60^2 / (12 * 4,67) - 9,80 / 2$ $= 7,37$	$4,72 / 2 + 23,60^2 / (12 * 4,72) - 4,10 / 2$ $= 10,14$
Hoge Drempels	$4,06 / 2 + 22,50^2 / (12 * 4,06) - 6,80 / 2$ $= 9,02$	$4,72 / 2 + 22,50^2 / (12 * 4,72) - 4,10 / 2$ $= 7,20$
Lage Drempels	$2,94 / 2 + 29,00^2 / (12 * 2,94) - 4,00 / 2$ $= 23,31$	$4,60 / 2 + 29,00^2 / (12 * 4,60) - 5,44 / 2$ $= 12,10$

Tabel XXIII-1: *Metacentrumhoogte GM*

Uit Tabel XXIII-1 blijkt dat de metacentrumhoogtes van alle constructie-elementen tijdens transport ruim positief zijn. De constructie-elementen kunnen niet kantelen tijdens transport.

BIJLAGE XXIV

Handberekening "Dimensionering"

TOELICHTING

BELASTINGGEVALLEN (§4.2.2)

Het gewicht van het ballastmateriaal in het onderstuk kan bepaald worden volgens:

$$G_{O,B,Bl} = d_{W,Bl} \cdot L_{O,X} \cdot L_{O,Bl,Y} \cdot \gamma \qquad \text{(XXIV.1)}$$

$$G_{O,B,V} = L_{O,V,X} \cdot L_{O,V,Y} \cdot L_{O,V,Z} \cdot \gamma \qquad \text{(XXIV.2)}$$

$$G_{O,B,W} = L_{O,W,X} \cdot L_{O,W,Y} \cdot L_{O,W,Z} \cdot \gamma \qquad \text{(XXIV.3)}$$

$$G_{O,B} = G_{O,B,Bl} + G_{O,B,V} + G_{O,B,W} \qquad \text{(XXIV.4)}$$

Hierin is:

$G_{O,B,Bl}$	gewicht ballastmateriaal in het binnengedeelte	(kN)
$G_{O,B,V}$	gewicht ballastmateriaal in vloercompartimenten	(kN)
$G_{O,B,W}$	gewicht ballastmateriaal in wandcompartimenten	(kN)
$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$L_{O,Bl,Y}$	interne y-afmeting onderstuk	(m)
$L_{O,V,X}$	interne x-afmeting vloercompartimenten	(m)
$L_{O,V,Y}$	interne y-afmeting vloercompartimenten	(m)
$L_{O,V,Z}$	interne z-afmeting vloercompartimenten	(m)
$L_{O,W,X}$	interne x-afmeting wandcompartimenten	(m)
$L_{O,W,Y}$	interne y-afmeting wandcompartimenten	(m)
$L_{O,W,Z}$	interne z-afmeting wandcompartimenten	(m)
γ	volumiek gewicht ballastmateriaal	(kNm^{-3})
$d_{W,Bl}$	binnenwaterstand	(m)

Het gewicht van het verplaatste water kan bepaald worden volgens:

$$G_{O,W} = d_{W,BU} \cdot L_{O,X} \cdot L_{O,Y} \cdot \gamma_W \qquad \text{(XXIV.5)}$$

Hierin is:

$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
γ_W	volumiek gewicht water	(kNm^{-3})
$d_{W,BU}$	buitenwaterstand	(m)

De veiligheidsfactor tegen opdrijven kan bepaald worden volgens:

$$\gamma_{V,O} = \frac{G_O + G_{O,B}}{\gamma_{V,G} \cdot G_{O,W}} \qquad \text{(XXIV.6)}$$

Hierin is:

G_O	gewicht onderstuk	(kN)
$G_{O,B}$	gewicht ballastwater in onderstuk	(kN)
$G_{O,W}$	gewicht verplaatste water	(kN)
$\gamma_{V,G}$	veiligheidsfactor ondergrouten	

De verticale resultante kan bepaald worden volgens:

$$\Sigma V = G_O + G_{O,B} - G_{O,W} \qquad \text{(XXIV.7)}$$

Hierin is:			
	G_O	gewicht onderstuk	(kN)
	$G_{O,B}$	gewicht ballastmateriaal in onderstuk	(kN)
	$G_{O,W}$	gewicht verplaatste water	(kN)

De horizontale stromingbelasting kan bepaald worden volgens [Kuijper; 1998]:

$$A_O = L_{O,Y} \cdot d_{W,S} \qquad \text{(XXIV.8)}$$

$$H_D = 0{,}5 \cdot C_D \cdot \rho_W \cdot U_S^2 \cdot A_O \qquad \text{(XXIV.9)}$$

Hierin is:			
	A_O	aangestroomde oppervlakte onderstuk	(m^2)
	$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
	U_S	stroomsnelheid ter plaatse nieuwe stuw 2	(ms^{-1})
	ρ_W	massadichtheid water	(kgm^{-3})
	$d_{W,S}$	waterdiepte ter plaatse nieuwe stuw 2	(m)
	C_D	sleepcoëfficiënt	= 2,00

Het "afschuifcriterium" kan als volgens [Kuijper; 1998] met behulp van de wrijvingscoëfficiënt f = 2/3 * $\phi \leq 0{,}50$ beschreven worden:

$$\frac{\Sigma V}{H_D} \geq \gamma_{V,A} \cdot f \qquad \text{(XXIV.10)}$$

Hierin is:			
	ΣV	verticale resultante	(kN)
	H_D	horizontale stromingbelasting	(kN)
	$\gamma_{V,A}$	veiligheidsfactor tegen afschuiven	= 1,20

Uit vergelijking XXIV.10 kan bepaald worden wat de minimale grootte van de verticale resultante moet zijn, zodat aan het afschuifcriterium wordt voldaan.

CONSTRUCTIEF ONTWERP (§4.3)

Liggers (Doorsnede X-X)

Belasting

In doorsnede x-x kan de belasting op de U-ligger bepaald worden volgens:

$$q_{O,U,Z} = \frac{G_O + G_{O,B} + G_B + G_G}{L_{O,X}} - L_{O,Y} \cdot \gamma_W \cdot d_{W,BU} \qquad \text{(XXIV.11)}$$

Hierin is:			
	G_O	gewicht onderstuk	(kN)
	$G_{O,B}$	gewicht ballastmateriaal in onderstuk	(kN)
	G_B	gewicht bovenstuk	(kN)
	G_G	gewicht grindlaag	(kN)
	$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
	$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
	γ_W	volumiek gewicht water	(kNm^{-3})
	$d_{W,BU}$	buitenwaterstand	

De hydrostatische waterbelasting $F_{U,X}$ veroorzaakt de normaalkracht $N_{U,X}$ in de U-ligger. $F_{U,X}$ veroorzaakt een moment $M_{U,X}$ op de U-ligger. $F_{U,X}$ en $M_{U,X}$ aan de uiteinden van de U-ligger kunnen als volgt bepaald worden:

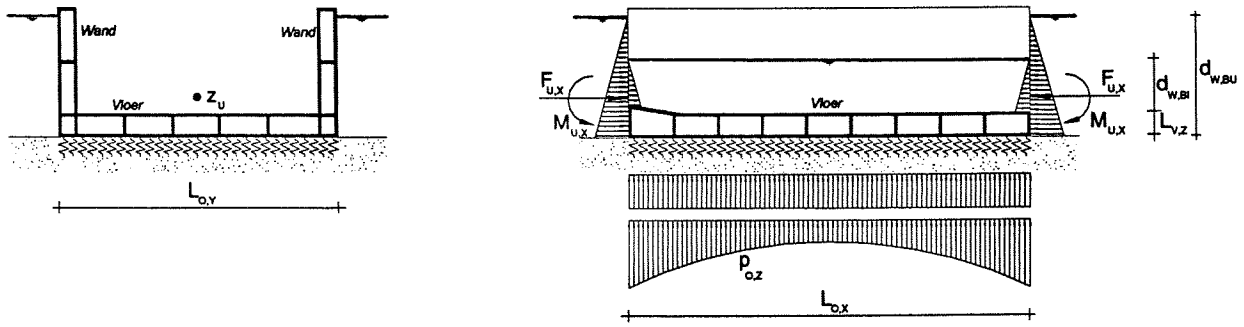
$$F_{U,X} = L_{O,Y} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot d^2_{W,BU} - L_{O,BI,Y} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot d^2_{W,BI} \qquad \text{(XXIV.12)}$$

$$M_{U,X} = -L_{O,Y} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot d^2_{W,BU} \cdot (d_{W,BU}/3 - z_U) + L_{O,BI,Y} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot d^2_{W,BI} \cdot (d_{W,BI}/3 + L_{V,Z} - z_U) \qquad \text{(XXIV.13)}$$

Hierin is:			
	$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
	$L_{O,BI,Y}$	interne y-afmeting onderstuk	(m)
	$L_{V,Z}$	externe z-afmeting vloer	(m)
	γ_W	volumiek gewicht water	(kNm^{-3})
	$d_{W,BU}$	buitenwaterstand	(m)
	$d_{W,BI}$	binnenwaterstand	(m)
	z_U	zwaartepunt U-ligger	(m)

Voor de belasting wordt er onderscheid gemaakt tussen drie mogelijke situaties:

Volledig Ondersteund



Figuur XXIV-1: *Volledig Ondersteund – Belasting U-ligger*

De beddingsconstante voor de beschouwde U-ligger bedraagt volgens [Bouma; 1993]:

$$k = L_{O,Y} \cdot c \qquad \text{(XXIV.14)}$$

Hierin is:

$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
c	beddingconstante	(kNm^{-3})

De normaalkracht bedraagt overal in de U-ligger $N_{U,X}$. De dwarskracht $D_{U,Z}$ en het moment $T_{U,X}$ in de U-ligger als gevolg van de belasting op één uiteinde kunnen bepaald worden volgens [Bouma; 1993]:

$$D_{U,Z} = M_{U,X} \cdot 2 \cdot \beta \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot \sin(\beta \cdot x) \qquad \text{(XXIV.15)}$$

$$T_{U,X} = -M_{U,X} \cdot \sqrt{2} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot \sin\left(\beta \cdot x + \frac{\pi}{4}\right) \qquad \text{(XXIV.16)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4 \cdot E'_{B,\infty} \cdot I_{U,X}}} \qquad \text{(XXIV.17)}$$

Hierin is:

k	beddingsconstante	(kNm^{-2})
x	x-coördinaat	(m)
$E'_{B,\infty}$	langeduur elasticiteitsmodulus beton	(kNm^{-2})
$I_{U,X}$	traagheidsmoment U-ligger	(m^4)
$M_{U,X}$	moment op U-ligger	(kNm)

De totale dwarskracht $D_{U,Z}$ en het totale moment $T_{U,X}$ in de U-ligger worden verkregen door de snedekrachten als gevolg van de belasting op beide uiteinden op te tellen. De zakking van de U-ligger ten gevolge van de belasting op één uiteinde kan bepaald worden volgens [Bouma; 1993]:

$$w_{U,Z} = \frac{M_{U,X} \cdot \beta^2 \cdot 2 \cdot \sqrt{2}}{k} \cdot e^{-\beta \cdot x} \cdot \sin\left(\beta \cdot x + \frac{3}{4} \cdot \pi\right) \qquad \text{(XXIV.18)}$$

Hierin is:

β	buigparameter	(m^{-1})
k	beddingsconstante	(kNm^{-2})
x	x-coördinaat	(m)
$M_{U,X}$	moment op U-ligger	(kNm)

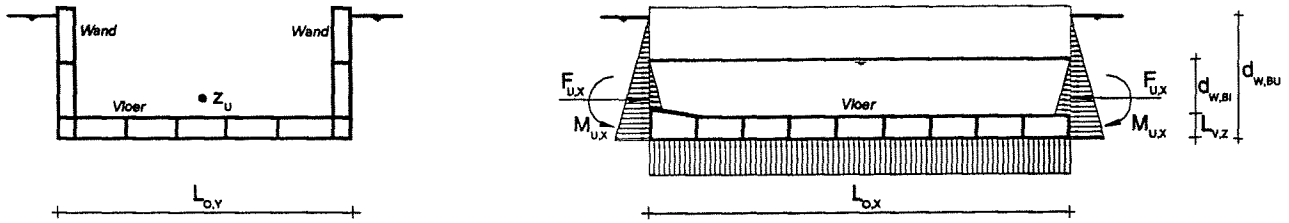
De totale zakking van de U-ligger wordt verkregen door de zakking als gevolg van de belasting op de uiteinden op te tellen. De reactie van de ondergrond wordt verkregen volgens [Bouma;1993]:

$$p_{O,Z} = -k \cdot w_{U,Z} \qquad \text{(XXIV.19)}$$

Hierin is:

	k	beddingsconstante	(kNm^{-2})
	$w_{U,Z}$	totale zakking	(m)

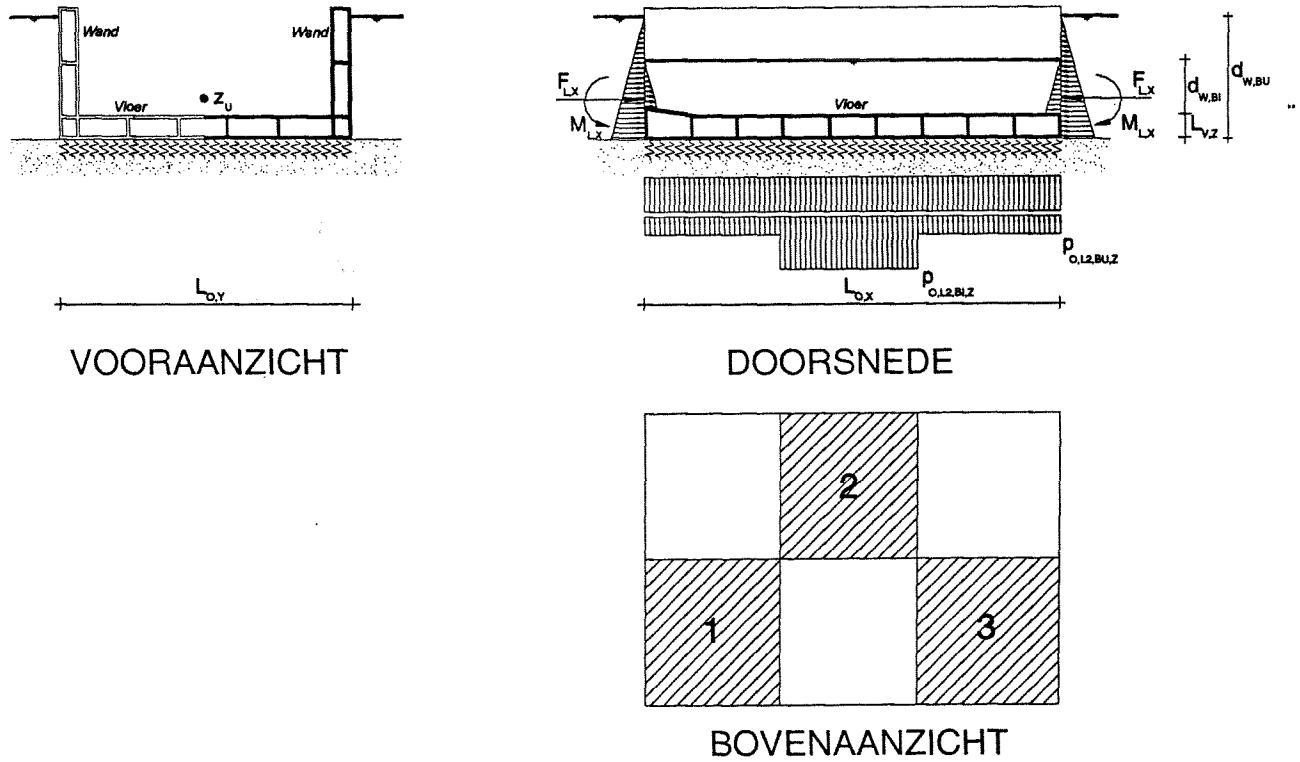
Drijvend



Figuur XXIV-2: *Drijvend – Belasting U-ligger*

Het moment $T_{U,X}$ is overal gelijk en kan bepaald worden volgens vergelijking XXIV.13. De dwarskracht $D_{U,Z}$ is overal gelijk aan 0 kN.

Rustend op Grindribben



Figuur XXIV-3: *Rustend op Grindribben – Belasting U-ligger*

De helft van de verticale resultante wordt gelijkmatig over de totale vloeroppervlakte afgedragen. Dit resulteert in de bovenbelasting:

$$q_{O,U,1,Z} = \frac{0{,}50 \cdot \Sigma V}{L_{O,X} \cdot L_{O,Y}} \qquad \text{(XXIV.20)}$$

Hierin is:

ΣV	verticale resultante	(kN)
$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)

De tweede helft van de verticale resultante wordt verspringend over drie van de zes vlakken afgedragen. Dit resulteert in de bovenbelasting:

$$q_{O,U,2,Z} = \frac{0{,}50 \cdot \Sigma V}{0{,}50 \cdot L_{O,X} \cdot L_{O,Y}} \qquad \text{(XXIV.21)}$$

Hierin is:

ΣV	verticale resultante	(kN)
$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)

De verhouding tussen de bovenbelastingen wordt bepaald:

$$v_Q = \frac{q_{O,U,2,Z}}{q_{O,U,1,Z}} \qquad \text{(XXIV.22)}$$

De belasting op een L-ligger kan bepaald worden volgens:

$$q_{O,L,Z} = \frac{q_{O,U,Z}}{2} \qquad \text{(XXIV.23)}$$

Hierin is:

$q_{O,U,Z}$	belasting op de U-ligger	(kNm^{-1})

De eerste L-ligger heeft een resultante op de buitenste vlakken $p_{O,L1,BU,Z}$ en het binnenste vlak $p_{O,L1,BI,Z}$:

$$p_{O,L1,BU,Z} = q_{O,L,Z} - (v_Q + 1) \cdot \left(\frac{L_{O,X} \cdot q_{O,L,Z}}{(2 \cdot v_Q + 3) \cdot \frac{L_{O,X}}{3}} \right) \qquad \text{(XXIV.24)}$$

$$p_{O,L1,BI,Z} = q_{O,L,Z} - \left(\frac{L_{O,X} \cdot q_{O,L,Z}}{(2 \cdot v_Q + 3) \cdot \frac{L_{O,X}}{3}} \right) \qquad \text{(XXIV.25)}$$

Hierin is:

$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
v_Q	verhouding belastingen	
$q_{O,L,Z}$	belasting op de U-ligger	(kNm^{-1})

De tweede L-ligger heeft een resultante op de buitenste vlakken $p_{O,L2,BU,Z}$ en het binnenste vlak $p_{O,L2,BI,Z}$:

$$p_{O,L2,BU,Z} = q_{O,L,Z} - \left(\frac{L_{O,X} \cdot q_{O,L,Z}}{(v_Q + 3) \cdot \frac{L_{O,X}}{3}} \right) \qquad \text{(XXIV.26)}$$

$$p_{O,L2,BI,Z} = q_{O,L,Z} - (v_Q + 1)\cdot\left(\frac{L_{O,X}\cdot q_{O,L,Z}}{(v_Q + 3)\cdot\frac{L_{O,X}}{3}}\right) \qquad \text{(XXIV.27)}$$

Hierin is:

$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
v_Q	verhouding belastingen	
$q_{O,L,Z}$	belasting op de U-ligger	(kNm^{-1})

$N_{L,X}$ en $M_{L,X}$ aan de uiteinden van de L-ligger kunnen als volgt bepaald worden:

$$N_{L,X} = \frac{N_{U,X}}{2} \qquad \text{(XXIV.28)}$$

$$M_{L,X} = \frac{M_{U,X}}{2} \qquad \text{(XXIV.29)}$$

Hierin is:

$N_{U,X}$	normaalkracht in U-ligger	(kN)
$M_{U,X}$	moment op U-ligger	(kN)

De dwarskracht $D_{L,Z}$ is zowel bij de eerste als de tweede L-ligger extreem ter plaatse van de overgang tussen het buitenste en het middelste vlak:

$$D_{L,Z} = -p_{O,L,BU,Z}\cdot\frac{L_{O,X}}{3} \qquad \text{(XXIV.30)}$$

Hierin is:

$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$p_{O,L,BU,Z}$	resultante op buitenste vlakken	(kNm^{-1})

Het moment $T_{L,Z}$ in het midden van het middelste vlak kan voor beide L-liggers bepaald worden volgens:

$$T_{L,X} = -1{,}50\cdot p_{O,L,BU,Z}\cdot\left(\frac{L_{O,X}}{3}\right)^2 - 0{,}50\cdot p_{O,L,BI,Z}\cdot\left(\frac{L_{O,X}}{6}\right)^2 - M_{L,X} \qquad \text{(XXIV.31)}$$

Hierin is:

$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$p_{O,L,BU,Z}$	resultante op buitenste vlakken	(kNm^{-1})
$p_{O,L,BI,Z}$	resultante op middelste vlak	(kNm^{-1})
$M_{L,X}$	moment op L-ligger	(kNm)

Het moment $T_{L,Z}$ ter plaatse van de overgang tussen het buitenste en het middelste vlak kan voor beide L-liggers bepaald worden volgens:

$$T_{L,X} = -0{,}50\cdot p_{O,L,BU,Z}\cdot\left(\frac{L_{O,X}}{3}\right)^2 - M_{L,X} \qquad \text{(XXIV.32)}$$

Hierin is:

$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
$p_{O,L,BU,Z}$	resultante op buitenste vlakken	(kNm^{-1})
$M_{L,X}$	moment op L-ligger	(kNm)

Spanningsverdeling

Figuur XXIV-4: *Spanningsverdeling U-ligger*

Onderste Vezel (Vloer)

Volgens de schematisatie treedt er in doorsnede x-x alleen trek in de onderste vezel van de vloer op in de belastinggevallen ballasten tot veiligheid en ondergrouten. In deze belastinggevallen is de U-ligger opgedeeld in twee L-liggers. De drukspanning in de onderste vezel van de L-ligger kan als volgt uitgedrukt worden volgens [Walraven; Galjaard; 1997] (zie Figuur XXIV-4):

$$\sigma'_{L,O,X} = \frac{N_{L,X}}{A_{L,X}} + \frac{T_{L,X}}{W_{L,O,X}} - \frac{0{,}85 \cdot F_{PI,L,X}}{A_{L,X}} - \frac{0{,}85 \cdot F_{PI,L,X} \cdot e_Z}{W_{L,O,X}} \leq -1\ Nmm^{-2} \qquad \text{(XXIV.33)}$$

Hierin is:

e_Z	excentriciteit	(mm)
$A_{L,X}$	oppervlakte L-ligger	(mm^2)
$W_{L,O,X}$	weerstandsmoment onderzijde L-ligger	(mm^3)
$N_{L,X}$	normaalkracht in L-ligger	(N)
$T_{L,X}$	moment in L-ligger	(Nmm)
$F_{PI,L,X}$	initiële voorspankracht L-ligger	(N)

Verder geldt nog de eis dat de aanvangsdrukspanning moet worden beperkt:

$$\sigma'_{L,I,X} \geq -0{,}75 \cdot f'_{CK} \qquad \text{(XXIV.34)}$$

Hierin is:

f'_{CK}	karakteristieke kubusdruksterkte beton	(Nmm^{-2})

Door de snedekrachten uit de maatgevende belastinggevallen, de doorsnedegegevens en de hieraan aangepaste excentriciteit in te vullen in vergelijking XXIV.33 en dit te combineren met vergelijking XXIV.34, kan de benodigde hoeveelheid voorspanning bepaald worden.

Bovenste Vezel

De trekspanning in de bovenste vezel van de U-ligger kan bepaald worden volgens [Walraven; Galjaard; 1997] (zie Figuur XXIV-4):

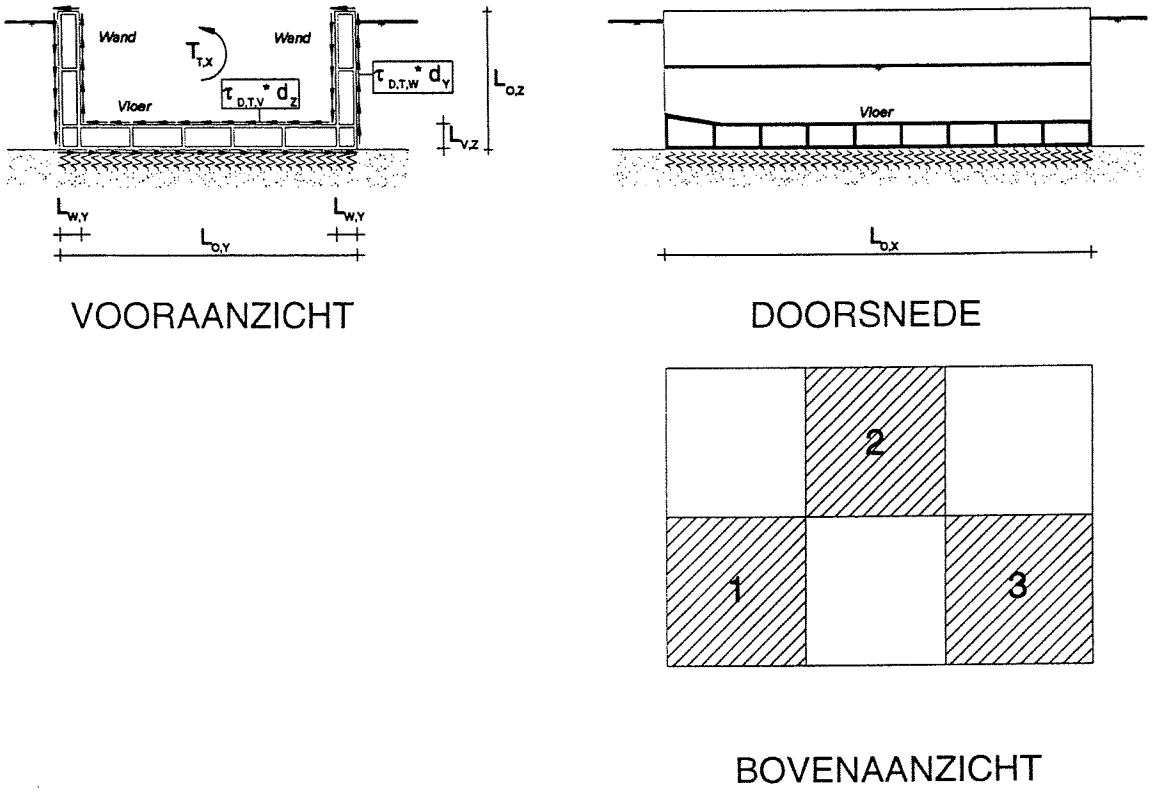
$$\sigma_{U,B,X} = \frac{N_{U,X}}{A_{U,X}} - \frac{T_{U,X}}{W_{U,B,X}} - \frac{F_{PI,U,X}}{A_{U,X}} + \frac{F_{PI,U,X} \cdot e_Z}{W_{U,B,X}} \qquad \text{(XXIV.35)}$$

Hierin is:

e_z	excentriciteit	(mm)
$A_{U,X}$	oppervlakte U-ligger	(mm^2)
$W_{U,B,X}$	weerstandsmoment bovenzijde U-ligger	(mm^3)
$N_{U,X}$	normaalkracht in U-ligger	(N)
$T_{U,X}$	moment in U-ligger	(Nmm)
$F_{PI,U,X}$	initiële voorspankracht U-ligger	(N)

Liggers (Doorsnede Y-Y)

Wringing



Figuur XXIV-5: *Spanningsverdeling door Wringing*

Het grootste wringend moment $T_{T,X}$ en daarmee de grootste schuifspanningen en de vloer treden op in het belastinggeval ballasten tot veiligheid, aangezien de verticale resultante dan het grootst is. Er is dan geen opwaartse groutdruk. De verticale resultante tijdens ballasten tot veiligheid kan bepaald worden volgens:

$$\Sigma V = G_O + G_{O,B} - G_{O,W} \qquad \text{(XXIV.36)}$$

Hierin is:	G_O	gewicht onderstuk	(kN)
	$G_{O,B}$	gewicht ballastwater in onderstuk	(kN)
	$G_{O,W}$	gewicht verplaatste water	(kN)

De zes vlakken kunnen ingedeeld worden in drie delen van twee vlakken. Per deel wordt een derde van de verticale resultante afgedragen:

$$\Sigma V_{1/3} = \frac{\Sigma V}{3} \qquad \text{(XXIV.37)}$$

Hierin is:	ΣV	verticale resultante	(kN)

Aan de hand van de eerder beschreven verdeling van de belastingafdracht over zes vlakken kan het wringend moment $T_{T,X}$ per deel bepaald worden volgens (zie XXIV-5):

$$T_{T,X} = \left(\frac{\Sigma V_{1/3}}{L_{O,Y}} - \frac{\Sigma V_{1/3}}{(v_Q + 2) \cdot \frac{L_{O,Y}}{2}} \right) \cdot \left(\frac{L_{O,Y}}{2} \right)^2 \qquad \text{(XXIV.38)}$$

Hierin is:

$\Sigma V_{1/3}$	verticale resultante per twee vlakken	(kN)
$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
v_Q	verhouding belastingen	

Er wordt aangenomen dat de U-vorm is opgebouwd uit drie rechthoeken, de beide wanden en de vloer. Het wringend moment $T_{T,X}$ wordt in evenredigheid met de waarden $\alpha_l * x_l^3 * y_l$ over de rechthoeken verdeeld. De grootte van het wringend moment per rechthoek $T_{T,l}$ kan bepaald worden volgens [Walraven; 1996]:

$$T_{T,l} = T_{T,X} \cdot \frac{\alpha_l \cdot x_l^3 \cdot y_l}{\Sigma \alpha_l \cdot x_l^3 \cdot y_l} \qquad \text{(XXIV.39)}$$

Hierin is:

α_l	coëfficiënt voor wringtraagheidsmoment rechthoekige doorsnede volgens Tabel XXIV-1.	
x_l	kleinste afmeting van de l-de doorsnede	(m)
y_l	grootste afmeting van de l-de doorsnede	(m)

y_l / x_l	1,00	1,40	1,80	2,00	3,00	4,00	6,00	8,00	10,00	∞
α_l	0,141	0,187	0,217	0,229	0,263	0,281	0,299	0,307	0,313	0,333

Tabel XXIV-1: *Coëfficiënten voor Wringtraagheidsmoment rechthoekige Doorsneden [Walraven; 1996]*

Elke rechthoek wordt behandeld als een op zichzelf staande doorsnede onderworpen aan een wringend moment $T_{T,l}$. De schuifspanning in de uiterste vezel van de wand ten gevolge van het wringend moment kan bepaald worden volgens [Walraven; 1996]:

$$\tau_{D,T,W} = \frac{T_{T,W}}{2 \cdot (L_{W,Y} - d_Y) \cdot (L_{O,Z} - d_Z) \cdot d_Y} \qquad \text{(XXIV.40)}$$

Hierin is:

$L_{O,Z}$	externe z-afmeting onderstuk	(mm)
$L_{W,Y}$	externe y-afmeting wand	(mm)
d_Y	plaatdikte in y-richting	(mm)
d_Z	plaatdikte in z-richting	(mm)
$T_{T,W}$	wringend moment wand	(Nmm)

$$\tau_{D,T,V} = \frac{T_{T,V}}{2 \cdot (L_{V,Z} - d_Y) \cdot (L_{O,Y} - d_Y) \cdot d_Z} \qquad \text{(XXIV.41)}$$

Hierin is:

$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(mm)
$L_{V,Z}$	externe z-afmeting vloer	(mm)
d_Y	plaatdikte in y-richting	(mm)
d_Z	plaatdikte in z-richting	(mm)
$T_{T,V}$	wringend moment vloer	(Nmm)

Wanden

Belasting

In doorsnede y-y wordt de normaalkracht $N_{W,Z}$ in de doorsnede aan de onderzijde van de wand ten gevolge van het eigen gewicht bepaald volgens:

$$G_{T,Z} = A_{W,2,Z} \cdot d_Z \cdot \gamma_B \qquad \text{(XXIV.42)}$$

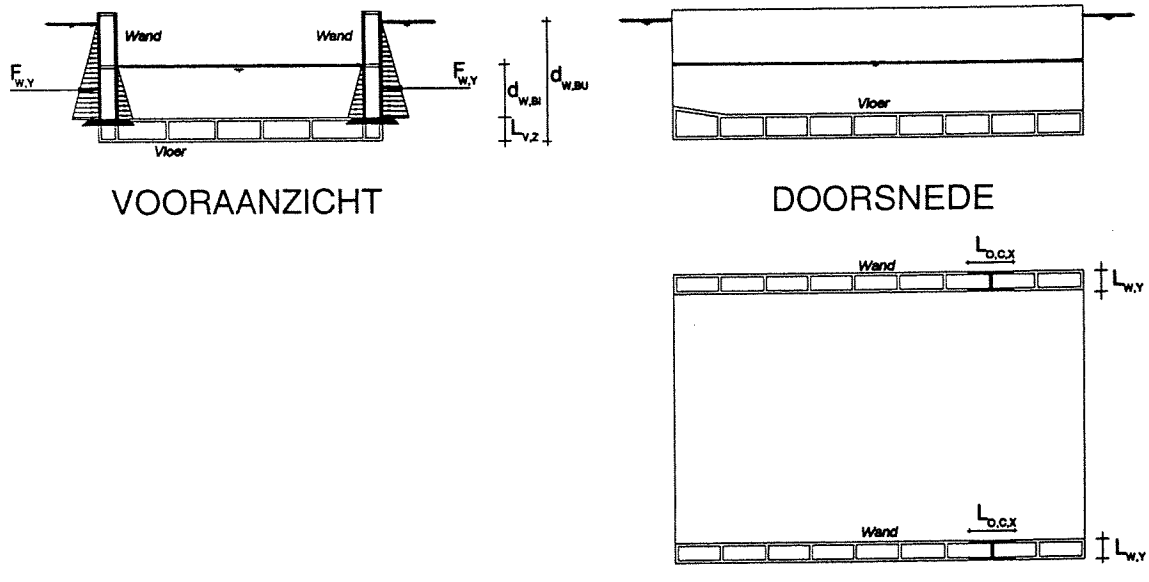
$$q_{W,Z} = A_{W,Z} \cdot \gamma_B \qquad \text{(XXIV.43)}$$

$$q_{W,B,B,Z} = A_{W,2,Z} \cdot \gamma_B \qquad \text{(XXIV.44)}$$

$$q_{W,B,W,Z} = A_{W,2,Z} \cdot \gamma_W \qquad \text{(XXIV.45)}$$

$$N_{W,Z} = -\left(n_{O,C,Z} \cdot L_{O,C,Z} \cdot \left(q_{W,Z} + q_{W,B,B,Z} + q_{W,B,W,Z}\right) + n_{O,C,Z} \cdot G_{T,Z}\right) \qquad \text{(XXIV.46)}$$

Hierin is:			
	$G_{T,Z}$	gewicht tussenplaat	(kN)
	$L_{O,C,Z}$	hart-op-hart afstand compartimenten in z-richting	(m)
	$n_{O,C,Z}$	aantal compartimenten in z-richting	
	$A_{W,2,Z}$	oppervlakte tussenplaat	(m2)
	$A_{W,Z}$	oppervlakte I-ligger	(m2)
	γ_W	volumiek gewicht water	(kNm^{-3})
	γ_B	volumiek gewicht beton	(kNm^{-3})
	d_Z	plaatdikte in z-richting	(m)
	$q_{W,Z}$	gewicht wand	(kNm^{-1})
	$q_{W,B,B,Z}$	gewicht ballastbeton	(kNm^{-1})
	$q_{W,B,W,Z}$	gewicht ballastwater	(kNm^{-1})



Figuur XXIV-6: *Belasting Wanden*

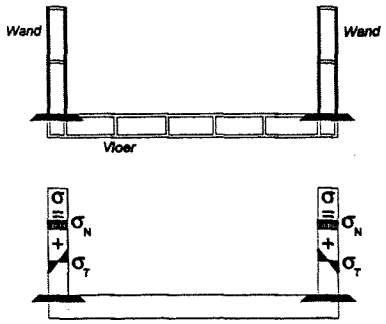
In doorsnede y-y veroorzaakt de hydrostatische waterbelasting $F_{W,Y}$ aan de binnen- en de buitenzijde van de wand de dwarskracht $D_{W,Y}$ in de wand (zie Figuur XXIV-6). $F_{W,Y}$ veroorzaakt een moment $T_{W,Z}$ in de wand. $D_{W,Y}$ en $T_{W,Z}$ in de doorsnede aan de onderzijde van de wand kunnen als volgt bepaald worden:

$$D_{W,Y} = -L_{O,C,X} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot \left((d_{W,BU} - L_{V,Z})^2 - d_{W,BI}^2\right) \qquad \text{(XXIV.47)}$$

$$T_{W,Z} = L_{O,C,X} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot 1/3 \cdot \left((d_{W,BU} - L_{V,Z})^3 - d_{W,BI}^3\right) \qquad \text{(XXIV.48)}$$

Hierin is:			
	$L_{O,C,X}$	hart-op-hart afstand compartimenten in x-richting	(m)
	$L_{V,Z}$	externe z-afmeting vloer	(m)
	γ_W	volumiek gewicht water	(kNm^{-3})
	$d_{W,BU}$	buitenwaterstand	(m)
	$d_{W,BI}$	buitenwaterstand	(m)

Spanningsverdeling



Figuur XXIV-7: *Spanningsverdeling Wanden*

De trekspanning aan de buitenzijde van de wand en de drukspanning aan de binnenzijde van de wand (zie Figuur XXIV-7) kunnen bepaald worden volgens:

$$\sigma_{W,BU,Z} = \frac{N_{W,Z}}{A_{W,Z}} + \frac{T_{W,Z}}{W_{W,Z}} \qquad \text{(XXIV.49)}$$

$$\sigma_{W,BI,Z} = \frac{N_{W,Z}}{A_{W,Z}} - \frac{T_{W,Z}}{W_{W,Z}} \qquad \text{(XXIV.50)}$$

Hierin is:			
	$A_{W,Z}$	oppervlakte wand	(mm^2)
	$W_{W,Z}$	weerstandsmoment wand	(mm^3)
	$N_{W,Z}$	normaalkracht in wand	(N)
	$T_{W,Z}$	moment in wand	(Nmm)

Vloer

Belasting

De normaalkracht $N_{W,Z}$ in de onderste doorsnede van de wanden vormt in absolute zin gelijk de puntlast $F_{V,Z}$ op de uiteinden van de vloer. In doorsnede y-y kan de belasting op de vloer bepaald worden volgens:

$$q_{O,Z} = L_{O,C,X} \cdot \frac{G_O + G_{O,B} + G_B + G_G - 2 \cdot n_{O,C,X} \cdot F_{V,Z}}{L_{O,X} \cdot L_{O,Y}} - L_{O,C,X} \cdot \gamma_W \cdot d_{W,BU} \qquad \text{(XXIV.51)}$$

Hierin is:			
	G_O	gewicht onderstuk	(kN)
	$G_{O,B}$	gewicht ballastmateriaal in onderstuk	(kN)
	G_B	gewicht bovenstuk	(kN)
	G_G	gewicht grindlaag	(kN)
	$L_{O,X}$	externe x-afmeting onderstuk	(m)
	$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
	$L_{O,C,X}$	hart-op-hart afstand compartimenten in x-richting	(m)
	$n_{O,C,X}$	aantal compartimenten in x-richting	
	γ_W	volumiek gewicht water	(kNm^{-3})
	$d_{W,BU}$	buitenwaterstand	(m)
	$F_{V,Z}$	puntlast wand	(kN)

De hydrostatische waterbelasting $F_{V,Y}$ veroorzaakt de normaalkracht $N_{V,Y}$ in de vloer. $F_{V,Y}$ veroorzaakt een moment $M_{V,Y}$ op de vloer. $F_{V,Y}$ en $M_{V,Y}$ aan de uiteinden van de vloer kunnen als volgt bepaald worden:

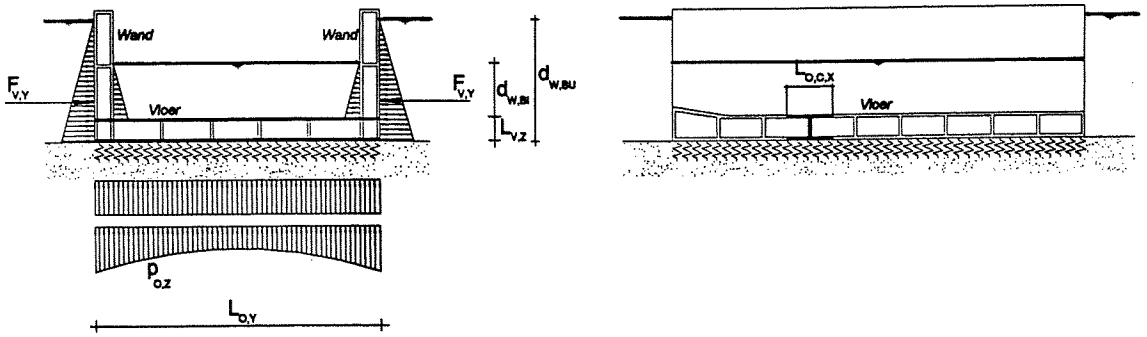
$$F_{V,Y} = L_{O,C,X} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot \left(d^2_{W,BU} - d^2_{W,BI}\right) \qquad \text{(XXIV.52)}$$

$$M_{V,Y} = -L_{O,C,X} \cdot 0{,}50 \cdot \gamma_W \cdot \left(d^2_{W,BU} \cdot (d_{W,BU}/3 - L_{V,Z}/2) - d^2_{W,BI} \cdot (d_{W,BI}/3 + L_{V,Z}/2)\right) \qquad \text{(XXIV.53)}$$

Hierin is:			
	$L_{O,C,X}$	hart-op-hart afstand compartimenten in x-richting	(m)
	$L_{V,Z}$	externe z-afmeting vloer	(m)
	γ_W	volumiek gewicht water	(kNm^{-3})
	$d_{W,BU}$	buitenwaterstand	(m)
	$d_{W,BI}$	buitenwaterstand	(m)

Voor de belasting wordt er onderscheid gemaakt tussen drie mogelijke situaties:

Volledig Ondersteund



Figuur XXIV-8: *Volledig Ondersteund – Belasting Vloer*

De beddingsconstante voor de in het yz-vlak beschouwde vloermoot bedraagt volgens [Bouma; 1993]:

$$k = L_{O,C,X} \cdot c \qquad \text{(XXIV.54)}$$

Hierin is:			
	$L_{O,C,X}$	hart-op-hart afstand in x-richting	(m)
	c	beddingconstante	(kNm^{-3})

De normaalkracht bedraagt overal in de vloer $N_{V,Y}$. De dwarskracht $D_{V,Z}$ en het moment $T_{V,Y}$ in de vloer als gevolg van de belasting op één uiteinde kunnen bepaald worden volgens [Bouma; 1993]:

$$D_{V,Z} = F_{V,Z} \cdot \sqrt{2} \cdot e^{-\beta \cdot y} \cdot \sin\left(\beta \cdot y - \frac{\pi}{4}\right) + M_{V,Y} \cdot 2 \cdot \beta \cdot e^{-\beta \cdot y} \cdot \sin(\beta \cdot y) \qquad \text{(XXIV.55)}$$

$$T_{V,Y} = -\frac{F_{V,Z}}{\beta} \cdot e^{-\beta \cdot y} \cdot \sin(\beta \cdot y) - M_{V,Y} \cdot \sqrt{2} \cdot e^{-\beta \cdot y} \cdot \sin\left(\beta \cdot y + \frac{\pi}{4}\right) \qquad \text{(XXIV.56)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4 \cdot E_{B,\infty} \cdot I_{V,Y}}} \qquad \text{(XXIV.57)}$$

Hierin is:			
	k	beddingsconstante	(kNm^{-2})
	y	y-coördinaat	(m)
	$E'_{B,\infty}$	langeduur elasticiteitsmodulus beton	(kNm^{-2})
	$I_{V,Y}$	traagheidsmoment vloer	(m^4)
	$F_{V,Z}$	puntlast wand	(kN)
	$M_{V,Y}$	moment in vloer	(kNm)

De totale dwarskracht $D_{V,Z}$ en het totale moment $T_{V,Y}$ in de vloer worden verkregen door de snedekrachten als gevolg van de belasting op beide uiteinden op te tellen. De zakking van de vloer ten gevolge van de belasting op één uiteinde kan bepaald worden volgens [Bouma; 1993]:

$$w_{V,Z} = \frac{F_{V,Z} \cdot 2 \cdot \beta}{k} \cdot e^{-\beta \cdot y} \cdot \sin\left(\beta \cdot y + \frac{\pi}{2}\right) + \frac{M_{V,Y} \cdot \beta^2 \cdot 2 \cdot \sqrt{2}}{k} \cdot e^{-\beta \cdot y} \cdot \sin\left(\beta \cdot y + \frac{3}{4} \cdot \pi\right) \qquad \text{(XXIV.58)}$$

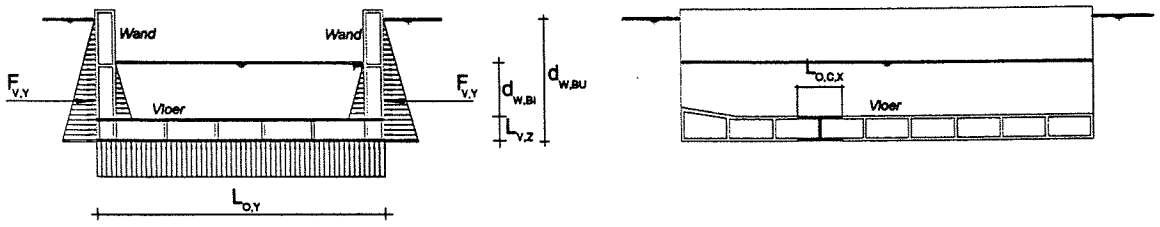
Hierin is:			
	β	buigparameter	(m^{-1})
	k	beddingsconstante	(kNm^{-2})
	y	y-coördinaat	(m)
	$F_{V,Z}$	puntlast wand	(kN)
	$M_{V,Y}$	moment in vloer	(kNm)

De totale zakking van de vloer wordt verkregen door de zakking als gevolg van de belasting op de uiteinden op te tellen. De reactie van de ondergrond wordt verkregen volgens [Bouma; 1993]:

$$p_{O,Z} = -k \cdot w_{V,Z} \qquad \text{(XXIV.59)}$$

Hierin is:			
	k	beddingsconstante	(kNm^{-2})
	$w_{U,Z}$	totale zakking	(m)

Drijvend



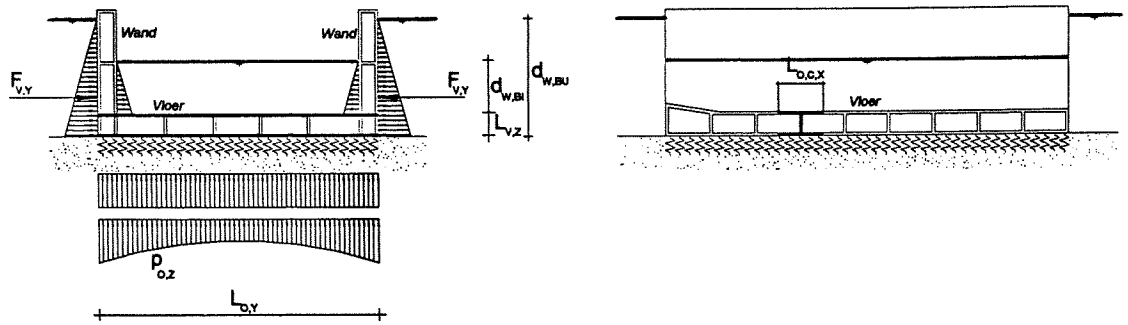
Figuur XXIV-9: *Drijvend – Belasting Vloer*

De dwarskracht $D_{V,Z}$ is maximaal onder de wanden en bedraagt $F_{V,Z}$. Het moment $T_{V,Y}$ is maximaal in het midden van de ligger en kan bepaald worden volgens:

$$T_{V,Y} = -\left(\frac{L_{O,Y}}{2} - L_{W,Y}\right)\cdot F_{V,Z} - 0{,}50\cdot\left(\frac{L_{O,Y}}{2}\right)^2\cdot q_{O,Z} - M_{V,Y} \qquad \text{(XXIV.60)}$$

Hierin is:			
	$L_{O,Y}$	externe y-afmeting onderstuk	(m)
	$L_{W,Y}$	externe afmeting wand in y-richting	(m)
	$q_{O,Z}$	belasting	(kNm^{-1})
	$F_{V,Z}$	puntlast wand	(kN)
	$M_{V,Y}$	moment in vloer	(kNm)

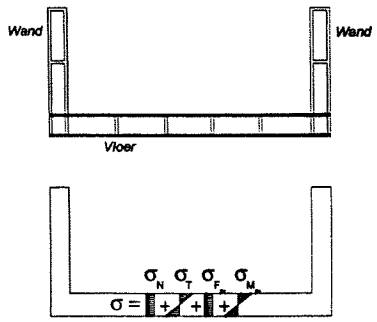
Rustend op Grindribben



Figuur XXIV-10: *Rustend op Grindribben – Belasting Vloer*

Voor de belastinggevallen ballasten tot veiligheid en ondergrouten kunnen de vergelijkingen XXIV.51 tot en met XXIV.59 gehanteerd worden.

Spanningsverdeling



Figuur XXIV-11: *Spanningsverdeling Vloer*

Bovenste Vezel (Bovendek)

De drukspanning in de bovenste vezel van het bovendek kan als volgt uitgedrukt worden volgens [Walraven; Galjaard; 1997] (zie Figuur XXIV-11):

$$\sigma'_{V,Y} = \frac{N_{V,Y}}{A_{V,Y}} - \frac{T_{V,Y}}{W_{V,Y}} - \frac{0{,}85 \cdot F_{PI,V,Y}}{A_{V,Y}} + \frac{0{,}85 \cdot F_{PI,V,Y} \cdot e_Z}{W_{V,Y}} \leq -1\ \text{Nmm}^{-2} \qquad \text{(XXIV.61)}$$

Hierin is:	e_Z	excentriciteit	(mm)
	$A_{V,Y}$	oppervlakte vloer	(mm^2)
	$W_{V,Y}$	weerstandsmoment vloer	(mm^3)
	$N_{V,Y}$	normaalkracht in vloer	(N)
	$T_{V,Y}$	moment in vloer	(Nmm)
	$F_{PI,V,Y}$	initiële voorspankracht vloer	(N)

Onderste Vezel (Onderdek)

De drukspanning in de onderste vezel van het onderdek kan als volgt uitgedrukt worden volgens [Walraven; Galjaard; 1997] (zie Figuur XXIV-11):

$$\sigma'_{V,Y} = \frac{N_{V,Y}}{A_{V,Y}} + \frac{T_{V,Y}}{W_{V,Y}} - \frac{0{,}85 \cdot F_{PI,V,Y}}{A_{V,Y}} - \frac{0{,}85 \cdot F_{PI,V,Y} \cdot e_Z}{W_{V,Y}} \leq -1\ \text{Nmm}^{-2} \qquad \text{(XXIV.62)}$$

Hierin is:	e_Z	excentriciteit	(mm)
	$A_{V,Y}$	oppervlakte vloer	(mm^2)
	$W_{V,Y}$	weerstandsmoment vloer	(mm^3)
	$N_{V,Y}$	normaalkracht in vloer	(N)
	$T_{V,Y}$	moment in vloer	(Nmm)
	$F_{PI,V,Y}$	initiële voorspankracht vloer	(N)

Verder geldt nog de eis dat de aanvangsdrukspanning moet worden beperkt:

$$\sigma'_{V,I,Y} \geq -0{,}75 \cdot f'_{CK} \qquad \text{(XXIV.63)}$$

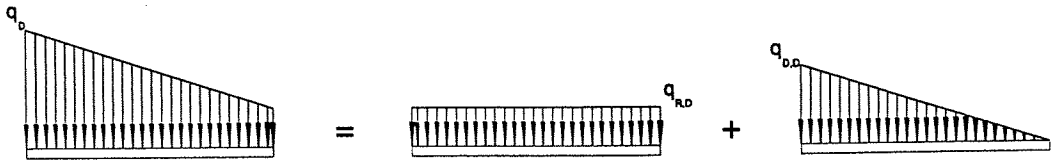
Hierin is: f'_{CK} karakteristieke kubusdruksterkte beton (Nmm^{-2})

Door de snedekrachten uit de maatgevende belastinggevallen, de doorsnedegegevens en de hieraan aangepaste excentriciteit in te vullen in bovenstaande vergelijkingen XIX.61 en XIX.62 en dit te combineren met vergelijking XIX.63, kan de benodigde hoeveelheid voorspanning bepaald worden.

Platen

Belasting

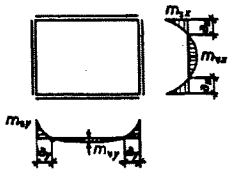
De resulterende belasting op een plaat kan gesplitst worden in een rechthoekig gedeelte en een driehoekig gedeelte (zie Figuur XXIV-12).



Figuur XXIV-12: *Belasting Platen*

Rechthoekige Belasting

In het geval van een rechthoekige belasting worden het steunpuntsmoment en het veldmoment in het midden van de plaat bepaald met behulp van Tabel XXIV-2.



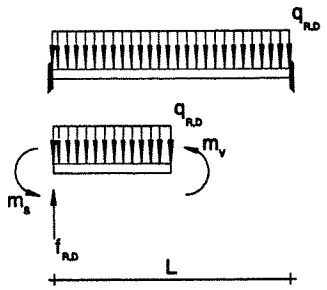
l_y / l_x	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0
$m_{xx} = 0{,}001\ p_d\ l_x^2 \times$	18	26	32	36	39	41	42	43
$m_{xy} = 0{,}001\ p_d\ l_x^2 \times$	18	16	12	10	10	10	10	10
$m_{xx} = 0{,}001\ p_d\ l_x^2 \times$	51	63	72	78	81	82	83	83
$m_{xy} = -0{,}001\ p_d\ l_x^2 \times$	51	54	55	54	54	53	51	49
$a_x / l_x =$	0,18	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
$a_y / l_y =$	0,18	0,16	0,15	0,13	0,11	0,10	0,07	0,06

Tabel XXIV-2: M*omentenverdeling in vierzijdig ingeklemde Platen (Rechthoekige Belasting) [Betonvereniging; 1995]*

De rechthoekige belasting, het steunpuntsmoment en het veldmoment worden aangebracht op de ligger op twee steunpunten. De dwarskracht aan de rand van de plaat kan nu bepaald worden met behulp van (zie Figuur XXIV-13):

$$\Sigma m = m_S + m_V + 0{,}50 \cdot (0{,}50 \cdot L)^2 \cdot q_{R,D} - 0{,}50 \cdot L \cdot f_{R,D} = 0 \qquad \text{(XXIV.64)}$$

Hierin is:			
	L	overspanning	(m)
	$q_{R,D}$	rechthoekige belasting	(kNm^{-2})
	m_S	steunpuntsmoment	(kNm/m)
	m_V	veldmoment	(kNm/m)
	$f_{R,D}$	dwarskracht aan de rand van de plaat	(kN/m)



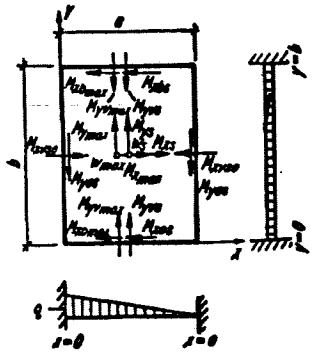
Figuur XXIV-13: *Rechthoekige Belasting Platen*

Driehoekige Belasting

In het geval van een driehoekige belasting worden beide steunpuntsmomenten in het midden van de plaat bepaald met behulp van Tabel XXIV-3.

$$\gamma = \frac{a}{b}$$

$$\lambda = \frac{b}{a}$$



γ	w_s	w_{max}	M_{xs}	$M_{x\,max}$	M_{xvs0}	M_{xvs}	M_{ys}	$M_{y\,max}$	M_{yvs}	$M_{yv\,max}$
0,5	0,0147	0,0147	0,0203	0,0207	−0,0494	−0,0323	0,0012	0,0020	−0,0070	−0,0073
0,6	0,0137	0,0137	0,0189	0,0191	−0,0474	−0,0308	0,0023	0,0028	−0,0101	−0,0107
0,7	0,0122	0,0122	0,0170	0,0170	−0,0444	−0,0278	0,0040	0,0040	−0,0137	−0,0146
0,8	0,0106	0,0106	0,0147	0,0153	−0,0408	−0,0245	0,0059	0,0059	−0,0176	−0,0186
0,9	0,0090	0,0090	0,0123	0,0134	−0,0370	−0,0211	0,0081	0,0082	−0,0215	−0,0232
1,0	0,0075	0,0075	0,0101	0,0114	−0,0330	−0,0176	0,0101	0,0103	−0,0253	−0,0270
F. m.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2

λ	w_s	w_{max}	N_{xs}	$M_{x\,max}$	M_{xvs0}	M_{xvs}	M_{ys}	$M_{y\,max}$	M_{yvs}	$M_{yv\,max}$
0,5	0,0009	0,0010	0,0012	0,0031	−0,0112	−0,0027	0,0203	0,0237	−0,0409	−0,0500
0,6	0,0017	0,0017	0,0023	0,0044	−0,0154	−0,0049	0,0189	0,0210	−0,0391	−0,0461
0,7	0,0029	0,0029	0,0040	0,0058	−0,0199	−0,0076	0,0170	0,0178	−0,0362	−0,0414
0,8	0,0044	0,0044	0,0059	0,0077	−0,0245	−0,0108	0,0147	0,0151	−0,0326	−0,0359
0,9	0,0060	0,0060	0,0081	0,0098	−0,0291	−0,0141	0,0123	0,0127	−0,0290	−0,0313
1,0	0,0075	0,0075	0,0101	0,0114	−0,0330	−0,0176	0,0101	0,0103	−0,0253	−0,0270
F. m.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2

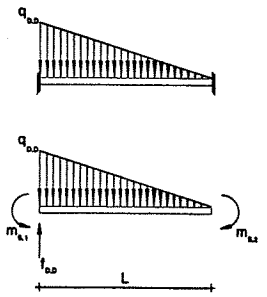
Tabel XXIV-3: *Momentenverdeling vierzijdig ingeklemde Platen (Driehoekige Belasting) [Bares; 1969]*

De driehoekige belasting en beide steunpuntsmomenten worden aangebracht op de ligger op twee steunpunten. De dwarskracht aan de rand van de plaat kan nu bepaald worden door (zie Figuur XXIV-14):

$$\Sigma m = m_{S,1} - m_{S,2} + \frac{2}{3} \cdot 0{,}50 \cdot L^2 \cdot q_{D,D} - L \cdot f_{D,D} = 0 \qquad \text{(XXIV.65)}$$

Hierin is:

L	overspanning	(m)
$q_{D,D}$	driehoekige belasting	(kNm^{-2})
$m_{S,1}$	steunpuntsmoment 1	(kNm/m)
$m_{S,2}$	steunpuntsmoment 2	(kNm/m)
$f_{D,D}$	dwarskracht aan de rand van de plaat	(kN/m)



Figuur XXIV-14: *Driehoekige Belasting Platen*

Afhankelijk van de richting van de rechthoekige belasting en driehoekige belasting volgt voor de maatgevende dwarskracht per strekkende meter:

$$f_D = f_{R,D} \pm f_{D,D} \qquad \text{(XXIV.66)}$$

Hierin is:

$f_{R,D}$	dwarskracht ten gevolge van rechthoekige belasting	(kN/m)
$f_{D,D}$	dwarskracht ten gevolge van driehoekige belasting	(kN/m)

Wapening

Buiging

De buigwapening wordt bepaald met behulp van Tabel XXIV-4.

$\frac{M_d}{bd^2 f'_b}$	ψ	$\frac{x_u}{d}$	$\frac{z_u}{d}$	ω_0 (%)				
				B25	B35	B45	B55	B65
10	0,010	0,013	0,99	*0,03*	*0,05*	*0,06*	*0,08*	*0,09*
20	0,020	0,027	0,99	*0,07*	*0,10*	*0,13*	*0,15*	*0,18*
30	0,030	0,240	0,98	*0,10*	*0,15*	*0,19*	*0,23*	0,27
40	0,041	0,055	0,98	*0,14*	0,20	0,25	0,31	0,37
50	0,051	0,068	0,97	0,18	0,25	0,32	0,39	0,46
60	0,062	0,083	0,97	0,21	0,30	0,38	0,47	0,56
70	0,073	0,097	0,96	0,25	0,35	0,45	0,55	0,66
80	0,084	0,112	0,96	0,29	0,41	0,52	0,64	0,75
90	0,095	0,127	0,95	0,33	0,46	0,59	0,72	0,85
100	0,106	0,141	0,94	0,37	0,51	0,66	0,81	0,95
110	0,117	0,156	0,94	0,40	0,56	0,73	0,89	1,05
110	0,128	0,172	0,93	0,44	0,62	0,80	0,98	1,16
130	0,140	0,187	0,93	0,48	0,68	0,87	1,06	1,26
140	0,152	0,203	0,92	0,52	0,73	0,94	1,15	1,36
150	0,164	0,219	0,91	0,57	0,79	1,02	1,24	1,47
160	0,176	0,235	0,91	0,61	0,85	1,09	1,34	1,58
170	0,188	0,251	0,90	0,65	0,91	1,17	1,43	1,69
180	0,201	0,268	0,90	0,69	0,97	1,25	1,53	1,80
190	0,214	0,285	0,89	0,74	1,03	1,33	1,62	1,92
200	0,227	0,303	0,88	0,78	1,10	1,41	1,72	2,04
210	0,240	0,320	0,88	0,83	1,16	1,49	1,82	2,16
220	0,253	0,337	0,87	0,87	1,22	1,57	1,92	2,27
230	0,267	0,356	0,86	0,92	1,29	1,66	2,03	2,39
240	0,281	0,375	0,85	0,97	1,35	1,75	2,13	2,52
250	0,295	0,393	0,85	1,02	1,43	1,83	2,24	2,64
260	0,310	0,413	0,84	1,07	1,50	1,93	2,35	2,78
270	0,325	0,433	0,83	1,12	1,57	2,02	2,47	2,91
280	0,340	0,453	0,82	1,17	1,64	2,11	2,58	3,05
290	0,356	0,475	0,81	1,23	1,72	2,21	2,70	3,19
300	0,372	0,496	0,81	1,28	1,80	2,31	2,82	3,34
310	0,388	0,517	0,80	1,34	1,87	2,41	2,94	3,48
320	0,405	0,540	0,79	*1,40*	*1,96*	*2,51*	*3,07*	*3,63*

Tabel XXIV-4: *Wapeningspercentages op Basis van Buiging [Walraven; 1996]*

Het moment in het maatgevende belastinggeval bedraagt M_D. Met behulp van de breedte b, de nuttige hoogte d en de rekenwaarde van de langeduur betondruksterkte f_B' kan de parameter $m_D = M_D / (b * d^2 * f_B')$ worden bepaald. Aan de hand van deze parameter kunnen met behulp van Tabel XXIV-4 het mechanisch wapeningspercentage ψ, de drukzonehoogte x_U, de inwendige hefboomsarm z_U en het geometrisch wapeningspercentage ω_0 bepaald worden. Indien $\omega_0 < \omega_{0,MIN}$ dient de laagste waarde van $1,5 * \omega_0$ en $\omega_{0,MIN}$ toegepast te worden. De wapeningsdoorsnede kan bepaald worden volgens:

$$A_s = \frac{\omega_0}{100} \cdot b \cdot d \qquad \text{(XXIV.67)}$$

Hierin is:	ω_0	geometrisch wapeningspercentage	
	b	breedte	(m)
	d	nuttige hoogte	(m)

Afschuiving

De schuifspanning in het lijf van de I-ligger kan als volgt bepaald worden:

$$\tau_D = \frac{D_D}{b \cdot d} \qquad \text{(XXIV.68)}$$

Hierin is:	b	breedte	(m)
	d	nuttige hoogte	(m)
	D_D	maatgevende dwarskracht	(kN)

Indien $\tau_D < \tau_1$ is het afschuifdraagvermogen van de doorsnede voldoende om de maatgevende dwarskracht op te nemen. Indien $\tau_D > \tau_1$ is het afschuifdraagvermogen van de doorsnede onvoldoende om de maatgevende dwarskracht op te nemen. Het afschuifdraagvermogen van de doorsnede kan vergroot worden door middel van schuifwapening. Er mag geen afschuifdrukbreuk optreden. Dit resulteert in $\tau_D < \tau_2$. Het gedeelte van de maatgevende dwarskracht dat opgenomen kan worden door de doorsnede, het betonaandeel, kan als volgt bepaald worden:

$$D_B = \tau_1 \cdot b \cdot d \qquad \text{(XXIV.69)}$$

Hierin is:	τ_1	afschuifdraagvermogen	(Nmm^{-2})
	b	breedte	(m)
	d	nuttige hoogte	(m)

Het gedeelte van de maatgevende dwarskracht dat opgenomen moet worden door de schuifwapening, het schuifwapeningsaandeel, kan bepaald worden volgens:

$$D_S = D_D - D_B \qquad \text{(XXIV.70)}$$

Hierin is:	D_D	maatgevende dwarskracht	(kN)
	D_B	betonaandeel	(kN)

De schuifwapening in het lijf van de I-ligger kan bepaald worden volgens:

$$\frac{A_{s,L}}{t} = \frac{D_S}{f_S \cdot z_U \cdot \cot\theta} \qquad \text{(XXIV.71)}$$

Hierin is:	D_S	schuifwapeningsaandeel	(N)
	f_S	de rekenwaarde van de staaltreksterkte	(Nmm^{-2})
	z_U	inwendige hefboomsarm	(mm)
	θ	hoek tussen de drukdiagonalen en de langsas	(graden)

RESULTATEN BOVENSTUK VASTE DREMPEL (DEEL 1)

BELASTINGGEVALLEN (§4.2.2)

Fase 20 (Afzinken (Bovenstuk))

$G_{O,W}$ = 9,30 * 16,20 * 23,60 * 10 = 35556 kN

$G_{O,B}$ = 1,00 * 35556 – 17837 = 17719 kN

$d_{W,Bl}$ = 17719 / (20 * 4,24 * 4,36 * 10) = 4,79 m

CONSTRUCTIEF ONTWERP (§4.3)

Spanningsverdeling

Buitenplaat

De grootste zijwaarts gerichte belasting treedt op in fase 22 (aanbrengen ballastbeton (bovenstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de buitenplaat. De buitenplaat wordt in deze belastinggevallen aan de buitenzijde door rivierwater en aan de binnenzijde door ballastbeton belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat:

Naar binnen:	$q_{W,BU,1,X}$	= (11,70 – 2,40) * 10	= 93,00 kNm^{-2}
	$q_{W,BU,2,X}$	=	= 0,00 kNm^{-2}
Naar buiten:	$q_{B,1,X}$	= 9,80 * 25	= 245,00 kNm^{-2}
	$q_{B,2,X}$	=	= 0,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat:

$q_{D,1,X}$ = 1,1 * 245 – 0,9 * 93,00 = 186 kNm^{-2}

l_Z / l_X = 2,10

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z}$ = 0,0112 * 186 * $9,80^2$ = 200,07 kNm/m

$m_{S,2,Z}$ = 0,0027 * 186 * $9,80^2$ = 48,23 kNm/m

Σm_Z = + 200,07 – 48,23 + 2 / 3 * 0,50 * $9,80^2$ * 186 – 9,80 * $f_{D,D,2,X}$ = 0

$f_{D,D,2,X}$ = 623 kN/m

$\tau_{D,X}$ = 623000 / (1000 * 0,9 * 300) = 2,31 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,X} > \tau_{1,D}$, dus niet OK

Vloer

De grootste opwaarts gerichte belasting treedt op in fase 20 (afzinken (bovenstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de vloer. De vloer wordt in dit belastinggeval aan de onderzijde door rivierwater en aan de bovenzijde door ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de vloer:

Opwaarts:	$q_{W,BU,Z}$	= (11,70 – 2,40) * 10	= 93,00 kNm^{-2}
Neerwaarts:	$q_{V,Z}$	= 0,30 * 25	= 7,50 kNm^{-2}
	$q_{B,Z}$	= 4,79 * 10	= 47,90 kNm^{-2} +
			55,40 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de vloer:

$q_{D,Z}$ = 1,1 * 93,00 – 0,9 * 55,40 = 52 kNm^{-2}

l_Y / l_X = 1,00

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,X}$ = 0,001 * 51 * 52 * 4,24^2 = 47,68 kNm/m

$m_{V,X}$ = 0,001 * 18 * 52 * 4,24^2 = 16,83 kNm/m

Σm_X = + 47,68 + 16,83 + 0,50 * 2,12^2 * 84 – 2,12 * $f_{R,D,1,Z}$ = 0

$f_{R,D,1,Z}$ = 119 kN/m

$\tau_{D,Y}$ = 119000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,44 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de vloer voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Wapening

Buitenplaat

Buiging

$m_{S,1,Z}$ = 200,07 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 200,07 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 200,07 / (1 * 0,27^2 * 27) = 102

Hieruit volgt met behulp van Tabel XIX-4:

ω_0 = 0,67 % > $\omega_{0,MIN}$

A_S = (0,67 / 100) * 1000 * 270 = 1809 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 3618 mm^2/m

Afschuiving

$f_{D,D,2,X}$ = 623 kN/m

D_B	= 0,66 * 1000 * 270	= 178 kN
D_S	= 623 – 178	= 445 kN

Schuifwapening:

A_S	= 445000 / 435	= 1023 mm^2
θ	= 30 °	
$z_U \cdot \cot\theta$	= 270 * cot(30)	= 468 mm
$\frac{A_{S,L}}{t}$	= 1023 / 468	= 2,19 mm^2 / mm

Vloer

Buiging

$m_{S,X}$ = 47,68 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 47,68 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 47,68 / (1 * $0,27^2$ * 27) = 24

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,16 % < $\omega_{0,MIN}$, dus ω_0 = $\omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

RESULTATEN BOVENSTUK HOGE DREMPEL (DEEL 2 EN 3)

BELASTINGGEVALLEN (§4.2.2)

Fase 20 (Afzinken (Bovenstuk))

$G_{O,W}$ = 6,80 * 18,30 * 18,50 * 10 = 23021 kN

$G_{O,B}$ = 1,00 * 23021 – 13731 = 9290 kN

$d_{W,BI}$ = 9290 / (16 * 4,24 * 4,25 * 10) = 3,22 m

CONSTRUCTIEF ONTWERP (§4.3)

Spanningsverdeling

Buitenplaat

De grootste zijwaarts gerichte belasting treedt op in fase 22 (aanbrengen ballastbeton (bovenstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de buitenplaat. De buitenplaat wordt in deze belastinggevallen aan de buitenzijde door rivierwater en aan de binnenzijde door ballastbeton belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat:

Naar binnen:	$q_{W,BU,1,Y}$	= (11,70 – 2,40) * 10	= 93,00 kNm^{-2}
	$q_{W,BU,2,Y}$	= (11,70 – 2,40 – 6,80) * 10	= 25,00 kNm^{-2}
Naar buiten:	$q_{B,1,Y}$	= 6,80 * 25	= 170,00 kNm^{-2}
	$q_{B,2,Y}$	=	= 0,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat:

$q_{D,1,Y}$ = 1,1 * 170 – 0,9 * 93,00 = 103 kNm^{-2}

$q_{D,2,Y}$ = 0,9 * 25,00 = 23 kNm^{-2}

l_Z / l_X = 1,50

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Z}$ = 0,001 * 55 * 23 * 6,80^2 = 58,49 kNm/m

$m_{V,Z}$ = 0,001 * 11 * 23 * 6,80^2 = 11,70 kNm/m

Σm_Z = + 58,49 + 11,70 + 0,50 * 3,40^2 * 23 – 3,40 * $f_{R,D,1,Y}$ = 0

$f_{R,D,1,Y}$ = 60 kN/m

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z}$ = 0,0199 * 126 * 6,80^2 = 115,94 kNm/m

$m_{S,2,Z}$ = 0,0076 * 126 * 6,80^2 = 44,28 kNm/m

$\Sigma m_Z = + 115,94 - 44,28 + 2 / 3 * 0,50 * 6,80^2 * 126 - 6,80 * f_{D,D,2,Y} = 0$

$f_{D,D,2,Y} = 296$ kN/m

$f_{D,Y} = 296 - 60 = 236$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 236000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,87$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} > \tau_{1,D}$, dus niet OK

Vloer

De grootste opwaarts gerichte belasting treedt op in fase 20 (afzinken (bovenstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de vloer. De vloer wordt in dit belastinggeval aan de onderzijde door rivierwater en aan de bovenzijde door ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de vloer:

Opwaarts:	$q_{W,BU,Z}$	$= (11,70 - 2,40) * 10$	$= 93,00$ kNm^{-2}
Neerwaarts:	$q_{V,Z}$	$= 0,30 * 25$	$= 7,50$ kNm^{-2}
	$q_{B,Z}$	$= 3,22 * 10$	$= 32,20$ kNm^{-2} +
			39,70 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de vloer:

$q_{D,Z} = 1,1 * 93,00 - 0,9 * 39,70 = 67$ kNm^{-2}

$l_Z / l_X = 1,00$

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,X} = 0,001 * 51 * 67 * 4,24^2 = 61,43$ kNm/m

$m_{V,X} = 0,001 * 18 * 67 * 4,24^2 = 21,68$ kNm/m

$\Sigma m_X = + 61,43 + 21,68 + 0,50 * 2,27^2 * 67 - 2,27 * f_{R,D,1,Z} = 0$

$f_{R,D,1,Z} = 113$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 113000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,42$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de vloer voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Wapening

Buitenplaat

Buiging

$m_{S,Z}$ = 58,49 kNm/m

$m_{S,1,Z}$ = 115,94 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 58,49 + 115,94 = 174,43 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 174,43 / (1 * $0,27^2$ * 27) = 89

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,58 % > $\omega_{0,MIN}$

A_S = (0,58 / 100) * 1000 * 270 = 1566 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 3132 mm^2/m

Afschuiving

$f_{D,Y}$ = 296 - 60 = 236 kN/m

D_B = 0,66 * 1000 * 270 = 178 kN

D_S = 236 – 178 = 58 kN

Schuifwapening:

A_S = 58000 / 435 = 133 mm^2

θ = 30 °

$z_U \cdot \cot\theta$ = 270 * cot(30) = 468 mm

$\frac{A_{S,L}}{t}$ = 133 / 468 = 0,28 mm^2 / mm

Vloer

$m_{S,X}$ = 61,43 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 61,43 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 61,43 / (1 * 0,27^2 * 27) = 31

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,19 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = \omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

RESULTATEN BOVENSTUK LAGE DREMPEL (DEEL 4, 5, 6 EN 7)

BELASTINGGEVALLEN (§4.2.2)

Fase 20 (Afzinken (Bovenstuk))

$G_{O,W}$ = 4,00 * 18,30 * 25,00 * 10 = 18300 kN

$G_{O,B}$ = 1,00 * 18300 – 13472 = 4828 kN

$d_{W,BI}$ = 4828 / (20 * 4,24 * 4,64 * 10) = 1,23 m

CONSTRUCTIEF ONTWERP (§4.3)

Spanningsverdeling

Buitenplaat

De grootste zijwaarts gerichte belasting treedt op in fase 22 (aanbrengen ballastbeton (bovenstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de buitenplaat. De buitenplaat wordt in deze belastinggevallen aan de buitenzijde door rivierwater en aan de binnenzijde door ballastbeton belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat:

Naar binnen:	$q_{W,BU,1,Y}$	= (11,70 – 2,40) * 10	= 93,00 kNm^{-2}
	$q_{W,BU,2,Y}$	= (11,70 – 2,40 – 4,00) * 10	= 53,00 kNm^{-2}
Naar buiten:	$q_{B,1,Y}$	= 4,00 * 25	= 100,00 kNm^{-2}
	$q_{B,2,Y}$	=	= 0,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat:

$q_{D,1,Y}$ = 1,1 * 93 – 0,9 * 100,00 = 12 kNm^{-2}

$q_{D,2,Y}$ = 1,1 * 53,00 = 58 kNm^{-2}

I_Z / I_X = 1,14

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Z}$ = 0,001 * 57 * 12 * 4,00^2 = 10,94 kNm/m

$m_{V,Z}$ = 0,001 * 22 * 12 * 4,00^2 = 4,22 kNm/m

Σm_Z = + 10,94 + 4,22 + 0,50 * 2,00^2 * 12 – 2,00 * $f_{R,D,1,Y}$ = 0

$f_{R,D,1,Y}$ = 20 kN/m

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z}$ = 0,037 * 46 * 4,00^2 = 27,23 kNm/m

$m_{S,2,Z}$ = 0,0211 * 46 * 4,00^2 = 15,53 kNm/m

$\Sigma m_Z = + 27,23 - 15,53 + 2 / 3 * 0,50 * 4,00^2 * 46 - 4,00 * f_{D,D,2,Y} = 0$

$f_{D,D,2,Y} = 64$ kN/m

$f_{D,Y} = 20 + 64 = 84$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 84000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,31$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de buitenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Vloer

De grootste opwaarts gerichte belasting treedt op in fase 20 (afzinken (bovenstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de vloer. De vloer wordt in dit belastinggeval aan de onderzijde door rivierwater en aan de bovenzijde door ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de vloer:

Opwaarts:	$q_{W,BU,Z}$	$= (11,70 - 2,40) * 10$	$= 93,00$ kNm^{-2}
Neerwaarts:	$q_{V,Z}$	$= 0,30 * 25$	$= 7,50$ kNm^{-2}
	$q_{B,Z}$	$= 1,23 * 10$	$= 12,30$ kNm^{-2} +
			$19,80$ kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de vloer:

$q_{D,Z} = 1,1 * 93,00 - 0,9 * 19,80 = 84$ kNm^{-2}

$l_Z / l_X = 1,10$

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,X} = 0,001 * 53 * 84 * 4,24^2 = 80,04$ kNm/m

$m_{V,X} = 0,001 * 17 * 84 * 4,24^2 = 25,67$ kNm/m

$\Sigma m_X = + 80,04 + 25,67 + 0,50 * 2,47^2 * 84 - 2,47 * f_{R,D,1,Z} = 0$

$f_{R,D,1,Z} = 147$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 147000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,54$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de vloer voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Wapening

Buitenplaat

Buiging

$m_{s,z}$ = 10,94 kNm/m

$m_{s,1,z}$ = 27,23 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 10,94 + 27,23 = 38,17 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 38,17 / (1 * $0,27^2$ * 27) = 19

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,12 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = 1,5 \cdot \omega_0$ = 0,18 %

A_s = (0,18 / 100) * 1000 * 270 = 486 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_s = 972 mm^2/m

Vloer

Buiging

$m_{s,x}$ = 80,04 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 80,04 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 80,04 / (1 * $0,27^2$ * 27) = 41

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,26 % > $\omega_{0,MIN}$

A_s = (0,26 / 100) * 1000 * 270 = 702 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_s = 1404 mm^2/m

RESULTATEN ONDERSTUK HOGE DREMPEL (DEEL 3)

BELASTINGGEVALLEN (§4.2.2)

Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

$G_{O,B,Bl}$ = 4,36 * 18,50 * 41,20 * 10 = 33232 kN

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

$G_{O,B,Bl}$ = 5,47 * 18,50 * 41,20 * 10 = 41692 kN

$G_{O,W}$ = 7,87 * 41,20 * 22,50 * 10 = 72955 kN

$\gamma_{V,O}$ = (40825 + 41692) / 72955 = 1,13

Fase 10 (Opdrijven Bovenstukken (Moment van Opdrijven))

$G_{O,B,Bl}$ = 1,00 * 72955 – 43785 = 29170 kN

$d_{W,Bl}$ = 29170 / (41,20 * 18,50 * 10) = 3,82 m

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk)

$G_{O,W}$ = 11,70 * 41,20 * 22,50 * 10 = 108459 kN

$G_{O,B}$ = 1,00 * 108459 – 43785 = 64674 kN

$G_{O,B,V}$ = 1,80 * 38,20 * 19,80 * 10 = 13614 kN

$G_{O,B,W}$ = 9,50 * 38,20 * 2,80 * 10 = 10161 kN

$G_{O,B,Bl}$ = 64674 - 13614 – 10161 = 40899 kN

$d_{W,Bl}$ = 40899 / (41,20 * 18,50 * 10) = 5,37 m

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

$G_{O,B,Bl}$ = 9,30 * 18,50 * 41,20 * 10 = 70885 kN

$G_{O,B}$ = 13614 + 10161 + 70885 = 94660 kN

H_D = 0,5 * 2,0 * 10 * $1,0^2$ * 22,50 * 6,70 = 1508 kN

ΣV = (1,20 * 1508) / (tan(2/3 * 30)) = 4972 kN

ΣV = 43785 + 94660 – 108459 = 29986 kN

$\gamma_{V,O}$ = (43785 + 94660) / 108459 = 1,28

Fase 16 (Ondermortelen)

ΣV = 43785 + 94660 – 1,20 * 108459 = 8294 kN

$\gamma_{V,O}$ = (43785 + 94660) / (1,20 * 108459) = 1,06

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

$G_{O,B,V}$ = 1,80 * 38,20 * 19,80 * 25 = 34036 kN

$G_{O,B,W}$ = 9,50 * 38,20 * 2,80 * 25 = 25403 kN

$G_{O,B}$ = 34036 + 25403 + 70885 = 130324 kN

$\gamma_{V,O}$ = (43785 + 130324) / 108459 = 1,61

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

$\gamma_{V,O}$ = (40825 + 130324) / 108459 = 1,58

CONSTRUCTIEF ONTWERP (§4.3)

Liggers (Doorsnede X-X)

Doorsnedegrootheden U-Ligger

Oppervlakte

$A_{U,1,X}$ = 22,50 * 12,50 – 18,50 * 10,1 = 94,40 m^2

$A_{U,2,X}$ = 4 * (2,00 – 2 * 0,30) * (5,05 – 0,30) = 26,60 m^2

$A_{U,3,X}$ = 2 * (2,00 – 2 * 0,30) * (2,40 – 2 * 0,30) = 5,04 m^2

$A_{U,4,X}$ = 4 * (4,70 – 0,30) * (2,40 – 2 * 0,30) = 31,68 m^2

$A_{U,X}$ = 94,40 – (26,60 + 5,04 + 31,68) = 31,08 m^2

Statisch Moment

$S_{U,1,X}$ = 4 * 12,50 * 0,30 * 6,25 = 93,75 m^3

$S_{U,2,X}$ = 3 * 2,40 * 0,30 * 11,30 = 24,41 m^3

$S_{U,3,X}$ = (22,50 – 7 * 0,30) * 0,30 * 12,35 = 75,58 m^3

$S_{U,4,X}$ = (22,50 – 7 * 0,30) * 0,30 * 10,25 = 62,73 m^3

$S_{U,5,X}$ = 2 * (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * 5,20 = 4,37 m^3

$S_{U,6,X}$ = 2 * (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * 0,15 = 0,13 m^3

$S_{U,X}$ = 93,75 + 24,41 + 75,58 + 62,73 + 4,37 + 0,13 = 260,97 m^3

Zwaartepunt

z_U = 260,97 / 31,08 = 8,40 m

Traagheidsmoment

$I_{U,1,X}$ = 4 * (1/12 * 0,30 * $12,50^3$ + 0,30 * 12,50 * $(8,40 – 6,25)^2$) = 264,65 m^4

$I_{U,2,X}$ = 3 * (1/12 * 0,30 * $2,40^3$ + 0,30 * 2,40 * $(4,10 – 1,20)^2$) = 19,20 m^4

$I_{U,3,X}$ = 1/12 * (22,50 – 7 * 0,30) * $0,30^3$ + (22,50 – 7 * 0,30) * 0,30 * $(4,10 – 0,15)^2$ = 95,53 m^4

$I_{U,4,X}$ = 1/12 * (22,50 – 7 * 0,30) * $0,30^3$ + (22,50 – 7 * 0,30) * 0,30 * $(4,10 – 2,25)^2$ = 20,99 m^4

$I_{U,5,X}$ = 2 * (1/12 * (2,00 – 2 * 0,30) * $0,30^3$ + (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * $(8,40 – 5,20)^2$) = 8,61 m^4

$I_{U,6,X}$ = 2 * (1/12 * (2,00 – 2 * 0,30) * $0,30^3$ + (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * $(8,40 – 0,15)^2$) = 57,18 m^4

$I_{U,X}$ = 264,65 + 19,20 + 95,53 + 20,99 + 8,61 + 57,18 = 466,16 m^4

Weerstandsmoment

$W_{U,B,X}$ = 466,16 / 8,40 = 55,50 m^3

$W_{U,O,X}$ = 466,16 / 4,10 = 113,70 m^3

Kern

$k_{U,O,X}$ = 55,50 / 31,08 = 1,79 m

$k_{U,B,X}$ = 113,70 / 31,08 = 3,66 m

Doorsnedegrootheden L-Ligger

Oppervlakte

$A_{L,X}$ = 31,08 / 2 = 15,54 m^2

Statisch Moment

$S_{L,X}$ = 260,97 / 2 = 130,49 m^3

Zwaartepunt

z_L = 8,40 m

Traagheidsmoment

$I_{L,X}$ = 466,16 / 2 = 233,08 m^4

Weerstandsmoment

$W_{L,B,X}$ = 233,08 / 8,40 = 27,75 m^3

$W_{L,O,X}$ = 233,08 / 4,10 = 56,85 m^3

Kern

$k_{L,O,X}$ = 27,75 / 15,54 = 1,79 m

$k_{L,B,X}$ = 56,85 / 15,54 = 3,66 m

Belasting en Snedekrachten U-Ligger

Fase 2 (Bovenstukken)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	0	0
$M_{U,X}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-5: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 2 (Bovenstukken)*

$q_{O,U,Z}$ = (40825 + 17271) / 41,20
= + 1410 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1410	- 1551
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 1410	- 1551
$N_{U,X}$ (kN)	0	0
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	0	0
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	0	0
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	0	0
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-6: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 2 (Bovenstukken)*

Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	22,50 * 0,5 * 10 * $6,76^2$ – 18,50 * 0,5 * 10 * $4,36^2$ = + 3383	+ 3721
$M_{U,X}$ (kNm)	- 22,50 * 0,5 * 10 * $6,76^2$ * (6,76 / 3 – 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * $4,36^2$ * (4,36 / 3 + 2,40 – 4,10) = + 9060	+ 9966

Tabel XXIV-7: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

$q_{O,U,Z}$ = (40825 + 17847 + 33232) / 41,20 – 22,50 * 10 * 6,76
= + 710 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 839	- 923
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 657	- 723
$N_{U,X}$ (kN)	- 3383	- 3721
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	+ 552	+ 607
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	- 16	- 18
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	- 2529	- 2782
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 8708	- 9579

Tabel XXIV-8: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	22,50 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ – 18,50 * 0,5 * 10 * $5,47^2$ = + 4200	+ 4620
$M_{U,X}$ (kNm)	- 22,50 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ * (7,87 / 3 – 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * $5,47^2$ * (5,47 / 3 + 2,40 – 4,10) = + 10630	+ 11693

Tabel XXIV-9: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

$q_{O,U,Z}$ = (40825 + 41692) / 41,20 – 22,50 * 10 * 7,87
= + 232 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 383	- 421
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 170	- 187
$N_{U,X}$ (kN)	- 4200	- 4620
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	+ 617	+ 679
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	- 19	- 21
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	- 2968	- 3265
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 10217	- 11239

Tabel XXIV-10: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	22,50 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ – 18,50 * 0,5 * 10 * $3,82^2$ = + 5618	+ 6180
$M_{U,X}$ (kNm)	- 22,50 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ * (7,87 / 3 – 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * $3,82^2$ * (3,82 / 3 + 2,40 – 4,10) = + 9713	+ 10684

Tabel XXIV-11: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

$q_{O,U,Z}$ = (43785 + 29170) / 41,20 – 22,50 * 10 * 7,87

$= 0\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{U,X}$ (kN)	- 5618	- 6180
$T_{U,Y,MIN}$ (kNm)	- 9713	- 10684

Tabel XXIV-12: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

Fase 12 (Transport)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$22,50 * 0,5 * 10 * 4,72^2 = + 2506$	+ 2757
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 22,50 * 0,5 * 10 * 4,72^2 * (4,72 / 3 - 4,10) = + 6333$	+ 6966

Tabel XXIV-13: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 12 (Transport)*

$q_{O,U,Z} = 43785 / 41,20 - 22,50 * 10 * 4,72$

$= 0\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{U,X}$ (kN)	- 2506	- 2757
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 6333	- 6966

Tabel XXIV-14: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 12 (Transport)*

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 18,50 * 0,5 * 10 * 5,37^2 = + 12733$	+ 14006
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * 5,37^2 * (5,37 / 3 + 2,40 - 4,10)) = + 2840$	+ 3124

Tabel XXIV-15: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

$q_{O,U,Z} = (43785 + 64674) / 41,20 - 22,50 * 10 * 11,70$

$= 0\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{U,X}$ (kN)	- 12733	- 14006
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 2840	- 3124

Tabel XXIV-16: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 7400$	+ 8140
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 4,10)) = + 14280$	+ 15708

Tabel XXIV-17: *Belasting L-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

$q_{O,L,Z} = ((43785 + 94660) / 41,20 - 22,50 * 10 * 11,70) / 2$

$= + 364\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 3700	- 4070
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	+ 1428	+ 1571
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	+ 7552	+ 8307
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 7140	- 7854

Tabel XXIV-18: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; eerste L-Ligger) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 3700	- 4070
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	- 1999	- 2199
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	- 7140	- 7854
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 27710	- 30481

Tabel XXIV-19: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; tweede L-Ligger) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

Fase 16 (Ondermortelen)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 7400$	+ 8140
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 4,10)) = + 14280$	+ 15708

Tabel XXIV-20: *Belasting L-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 16 (Ondermortelen)*

$q_{O,L,Z} = ((43785 + 94660) / 41,20 - 1,20 * 22,50 * 10 * 11,70) / 2$
$= + 101\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 3700	- 4070
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	+ 395	+ 435
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	- 3072	- 3379
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 7140	- 7854

Tabel XXIV-21: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; eerste L-Ligger) – Fase 16 (Ondermortelen)*

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 3700	- 4070
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	- 553	- 608
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	- 7140	- 7854
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 12835	- 14119

Tabel XXIV-22: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; tweede L-Ligger) – Fase 16 (Ondermortelen)*

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 7400$	+ 8140
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 4,10)) = + 14280$	+ 15708

Tabel XXIV-23: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

$q_{O,U,Z} = (43785 + 130324) / 41,20 - 22,50 * 10 * 11,70$
$= + 1593\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1796	- 1976
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 1510	- 1661
$N_{U,X}$ (kN)	- 7400	- 8140
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	+ 870	+ 957
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	- 26	- 29
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	- 3987	- 4386
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 14280	- 15708

Tabel XXIV-24: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 7400$	+ 8140
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 22,50 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 4,10) + 18,50 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 4,10)) = + 14280$	+ 15708

Tabel XXIV-25: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

$q_{O,U,Z} = (40825 + 130324) / 41,20 - 22,50 * 10 * 11,70$
$= + 1522$ kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1724	- 1896
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 1438	- 1582
$N_{U,X}$ (kN)	- 7400	- 8140
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	+ 829	+ 912
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	- 26	- 29
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	- 3987	- 4386
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 13726	- 15099

Tabel XXIV-26: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

Spanningsverdeling

Onderste Vezel (Vloer)

Het grootste deel van de trekspanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment $T_{L,X} = + 7552$ kNm. De bijbehorende normaalkracht bedraagt $N_{L,X} = - 3700$ kN. Beide treden op bij eerste L-ligger in fase 15 (ballasten tot veiligheid). De voorspanning moet binnen de kern van de doorsnede blijven. Dan blijft de gehele doorsnede als gevolg van de voorspanning altijd onder druk. De voorspanning wordt in het onderpunt van de kern van de L-ligger gelegd, dus de excentriciteit bedraagt 1790 mm.

Invullen van de parameters in de vergelijking XXIV.33 levert:

$$\sigma'_{L,O,X} = - 0,24 + 0,13 - 5,47 * 10^{-8} * F_{PI,L,X} - 2,68 * 10^{-8} * F_{PI,L,X} \leq -1 \text{ Nmm}^{-2}$$

Hieruit volgt voor de benodigde hoeveelheid voorspanning:

$$F_{PI,L,X} \geq 10920245 \text{ N}$$

Verder geldt nog de eis dat de aanvangsdrukspanning moet worden beperkt tot $- 0,75 * f'_{CK}$:

$$\sigma'_{L,O,X} = -\frac{F_{PI,L,X}}{A_{L,X}} \geq -0,75 * 27 = -20,25 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$F_{PI,L,X} \leq 66015000 \text{ N}$$

Voor voorspankwaliteit FeP1860 geldt $\sigma_{PI,X}$ = 1350 Nmm^{-2}. De benodigde doorsnede van het voorspanstaal bedraagt:

$$A_{P,L,X} \geq 10920245 / 1350 = 8089 \text{ mm}^2$$

Bovenste Vezel

Het grootste deel van de spanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment $T_{U,X}$ = 2 * - 27710 = - 55420 kNm. De bijbehorende normaalkracht bedraagt $N_{U,X}$ = 2 * - 3700 = - 7400 kN. Beide treden op in fase 15 (ballasten tot veiligheid).

Invullen van de parameters in de vergelijkingen XXIV.35 levert:

$$\sigma_{U,B,X} = -0,24 + 1,00 - 0,70 + 0,70 = +0,76 \text{ Nmm}^{-2}$$

Liggers (Doorsnede Y-Y)

Wringing

In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het wringend moment $T_{T,X}$ per deel:

ΣV	= 43785 + 94660 – 108459	= 29986 kN
$\Sigma V_{1/3}$	= 29986 / 3	= 9995 kN
$T_{T,X}$	= (9995 / 22,50 – 9995 / ((2 + 2) * 22,50 / 2)) * $(22,50 / 2)^2$	= 28111 kNm

Het wringend moment per rechthoek $T_{T,I}$ bedraagt:

Wand: α_W = 0,30

$\alpha_W \cdot x_W^3 \cdot y_W$ = 0,30 * $2,00^3$ * 12,50 = 30

Vloer: α_V = 0,30

$\alpha_V \cdot x_V^3 \cdot y_V$ = 0,30 * $2,40^3$ * 22,50 = 93

Wand I : Wand II : Vloer = 1 : 1 : 3

$T_{T,W}$	= 1 / 5 * 28111	= 5622 kNm
$T_{T,V}$	= 3 / 5 * 28111	= 16867 kNm

De schuifspanning in de uiterste vezels ten gevolge van het wringend moment bedraagt:

$\tau_{D,T,W}$	= (5622 * 10^6) / (2 * (2000 – 300) * (12500 – 300) * 300)	= 0,45 Nmm^{-2}
$\tau_{D,T,V}$	= (16867 * 10^6) / (2 * (2400 – 300) * (22500 – 300) * 300)	= 0,60 Nmm^{-2}

Wanden

Doorsnedegrootheden

$I_{W,Z}$	= (4,54 * $2,00^3$ – (4,54 – 0,30) * $(2,00 – 2 * 0,30)^3$) / 12	= 2,06 m^4
$W_{W,Z}$	= (4,54 * $2,00^3$ – (4,54 – 0,30) * $(2,00 – 2 * 0,30)^3$) / (6 * 2,00)	= 2,06 m^3
$A_{W,1,Z}$	= 4,54 * 2,00	= 9,08 m^2
$A_{W,2,Z}$	= (4,54 – 0,30) * (2,00 – 2 * 0,30)	= 5,94 m^2
$A_{W,Z}$	= 9,08 – 5,94	= 3,14 m^2
$k_{B,B} = k_{B,O}$	= 2,06 / 3,14	= 0,66 m

Belasting

$G_{T,Z}$	= 5,94 * 0,30 * 25	= 45,00 kN
$q_{W,Z}$	= 3,14 * 25	= 78,50 kNm^{-1}
$q_{W,B,B,Z}$	= 5,94 * 25	= 148,50 kNm^{-1}
$q_{W,B,W,Z}$	= 5,94 * 10	= 59,40 kNm^{-1}

$N_{W,Z}$ = - (2 * 5,05 * 78,50 + 2 * 45,00) = - 883,00 kN

Snedekrachten

Fase 2 (Bovenstukken)

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-27: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 2 (Bovenstukken)*

Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-28: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-29: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (5,47^2 - 3,82^2) = - 348$	- 383
$T_{W,Z}$ (kNm)	$4,54 * 0,5 * 10 * 1/3 * (5,47^3 - 3,82^3) = + 817$	+ 898

Tabel XXIV-30: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

Fase 12 (Transport)

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * 2,32^2 = - 122$	- 134
$T_{W,Z}$ (kNm)	$122 * 2,32 / 3 = + 94$	+ 104

Tabel XXIV-31: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 12 (Transport)*

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 59,40 = - 1165	(wand) - 1282
	(vloer) - 883 - 9,50 * 59,40 = - 1447	(vloer) - 1592
$D_{W,Y}$ (kN)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (9,30^2 - 5,37^2) = - 1309$	- 1440
$T_{W,Z}$ (kNm)	$4,54 * 0,5 * 10 * 1/3 * (9,30^3 - 5,37^3) = + 4915$	+ 5406

Tabel XXIV-32: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 59,40 = - 1165	(wand) - 1282
	(vloer) - 883 - 9,50 * 59,40 = - 1447	(vloer) - 1592
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-33: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

Fase 16 (Ondermortelen)

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 59,40 = - 1165	(wand) - 1282
	(vloer) - 883 - 9,50 * 59,40 = - 1447	(vloer) - 1592
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-34: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 16 (Ondermortelen)*

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 148,50 = - 1588	(wand) - 1747
	(vloer) - 883 - 9,50 * 148,50 = - 2294	(vloer) - 2523
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-35: *Snedekrachten Wand (Doorsnede (Y-Y) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 148,50 = - 1588	(wand) - 1747
	(vloer) - 883 - 9,50 * 148,50 = - 2294	(vloer) - 2523
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-36: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

Spanningsverdeling

Het grootste deel van de spanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment $T_{W,Z}$ = + 4915 kNm. De bijbehorende normaalkracht bedraagt $N_{W,Z}$ = - 1165 kN. Beide treden op in fase 14 (afzinken (onderstuk)). De schuifspanning in de uiterste vezel van de wand ten gevolge van het wringend moment treedt alleen op in fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen) en speelt hier dus geen rol.

Invullen van de parameters in de vergelijkingen XIX.49 en XIX.50 levert:

$\sigma_{W,BU,Z}$ = - 0,37 + 2,39 = + 2,02 Nmm^{-2}

$\sigma'_{W,BI,Z}$ = - 0,37 – 2,39 = - 2,76 Nmm^{-2}

Vloer

Doorsnedegrootheden

$I_{V,Y}$ $= (4,54 * 2,40^3 - (4,54 - 0,30) * (2,40 - 2 * 0,30)^3) / 12$ $= 3,17\ m^4$

$W_{V,Y}$ $= (4,54 * 2,40^3 - (4,54 - 0,30) * (2,40 - 2 * 0,30)^3) / (6 * 2,40)$ $= 2,64\ m^3$

$A_{V,1,Y}$ $= 4,54 * 2,40$ $= 10,90\ m^2$

$A_{V,2,Y}$ $= (4,54 - 0,30) * (2,40 - 2 * 0,30)$ $= 7,63\ m^2$

$A_{V,Y}$ $= 10,90 - 7,63$ $= 3,27\ m^2$

$k_{B,B} = k_{B,O}$ $= 2,64 / 3,26$ $= 0,81\ m$

Belasting en Snedekrachten

Fase 2 (Bovenstukken)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	0	0
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-37: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 2 (Bovenstukken)*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (40825 + 17271 - 18 * 883) / (41,20 * 22,50)$
$= + 207\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$P_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 553	- 608
$P_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 166	- 183
$N_{V,Y}$ (kN)	0	0
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 886	- 975
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 310	+ 341
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 61	+ 67
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 1412	- 1553

Tabel XXIV-38: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 2 (Bovenstukken)*

Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (6,76^2 - 4,36^2) = + 606$	+ 666
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (6,76^2 * (6,76 / 3 - 2,40 / 2) - 4,36^2 * (4,36 / 3 + 2,40 / 2)) = + 52$	+ 58

Tabel XXIV-39: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (40825 + 17847 + 33232 - 18 * 883) / (41,20 * 22,50) - 4,54 * 10 * 6,76$
$= + 65\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 416	- 458
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 23	- 25
$N_{V,Y}$ (kN)	- 606	- 666
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 886	- 975
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 315	+ 347
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 10	+ 11
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 1444	- 1588

Tabel XXIV-40: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 6 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 - 5,47^2) = + 727$	+ 799
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 * (7,87 / 3 - 2,40 / 2) - 5,47^2 * (5,47 / 3 + 2,40 / 2)) = + 52$	+ 58

Tabel XXIV-41: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (40825 + 41692 - 18 * 883) / (41,20 * 22,50) - 4,54 * 10 * 5,65$

$= - 31$ kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 320	- 352
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	+ 73	+ 80
$N_{V,Y}$ (kN)	- 727	- 799
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 886	- 975
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 315	+ 347
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 10	+ 11
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 1444	- 1588

Tabel XXIV-42: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 7 (Vollopen Bouwdokken (Bovenstuk Opgedreven))*

Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 - 3,82^2) = + 1075$	+ 1182
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 * (7,87 / 3 - 2,40 / 2) - 3,82^2 * (3,82 / 3 + 2,40 / 2)) = - 1182$	- 1300

Tabel XXIV-43: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (43785 + 29170 - 18 * 883) / (41,20 * 22,50) - 4,54 * 10 * 7,87$

$= - 78$ kNm^{-1}

	BGT	UGT
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1075	- 1182
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 883	+ 971
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 1182	+ 1300
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 2943	- 3237

Tabel XXIV-44: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

Fase 12 (Transport)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	4,54 * 0,5 * 10 * $4,72^2$ = + 506	+ 556
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	- 4,54 * 0,5 * 10 * $4,72^2$ * (4,72 / 3 - 2,40 / 2) = - 189	- 208

Tabel XXIV-45: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 12 (Transport)*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (43785 - 18 * 883) / (41,20 * 22,50) - 4,54 * 10 * 4,72
= - 78 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$N_{V,Y}$ (kN)	- 506	- 556
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 883	+ 971
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 189	+ 208
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 3946	- 4341

Tabel XXIV-46: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 12 (Transport)*

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ – 5,37) = + 2453	+ 2698
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$M_{V,Y}$ (kNm)	- 4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) – $5,37^2$ * (5,37 / 3 + 2,40/2)) = - 6433	- 7076

Tabel XXIV-47: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (43785 + 64674 - 18 * 1447) / (41,20 * 22,50) - 4,54 * 10 * 11,70
= - 128 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$N_{V,Y}$ (kN)	- 2453	- 2698
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 1447	- 1592
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 6433	+ 7076
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 327	- 360

Tabel XXIV-48: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ – $9,30^2$) = + 1144	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$M_{V,Y}$ (kNm)	- 4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) – $9,30^2$ * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = + 52	+ 58

Tabel XXIV-49: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (43785 + 94660 - 18 * 1447) / (41,20 * 22,50) – 4,54 * 10 * 11,70
= + 19 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{o,z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 592	- 651
$p_{o,z,MAX}$ (kNm^{-1})	+ 49	+ 54
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 1452	- 1597
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 513	+ 564
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 49	+ 54
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 2346	- 2581

Tabel XXIV-50: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

Fase 16 (Ondermortelen)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 - 9,30^2) = + 1144$	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) - 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = + 52$	+ 58

Tabel XXIV-51: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 16 (Ondermortelen)*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (43785 + 94660 - 18 * 1447) / (41,20 * 22,50) - 1,20 * 4,54 * 10 * 11,70
= - 87 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{o,z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 485	- 534
$p_{o,z,MAX}$ (kNm^{-1})	+ 155	+ 171
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 1452	- 1597
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 513	+ 564
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 49	+ 54
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 2346	- 2581

Tabel XXIV-52: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 16 (Ondermortelen)*

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 - 9,30^2) = + 1144$	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 2294	+ 2523
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) - 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = + 52$	+ 58

Tabel XXIV-53: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (43785 + 130324 - 18 * 2294) / (41,20 * 22,50) - 4,54 * 10 * 11,70
= + 119 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1024	- 1126
$P_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 11	- 12
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 2302	- 2532
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 810	+ 891
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 107	+ 118
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 3701	- 4071

Tabel XXIV-54: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 - 9,30^2) = +$ 1144	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 2294	+ 2523
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) - 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = +$ 52	+ 57

Tabel XXIV-55: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (40825 + 130324 - 18 * 2294) / (41,20 * 22,50) - 4,54 * 10 * 11,70$

$= + 105$ kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1010	- 1111
$P_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	+ 3	+ 3
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 2302	- 2532
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 810	+ 891
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 107	+ 118
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 3701	- 4071

Tabel XXIV-56: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

Spanningsverdeling

Het grootste deel van de trekspanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment voor het bovendek $T_{V,Y} = - 3946$ kNm. De bijbehorende normaalkracht voor het bovendek bedraagt $N_{V,Y} = - 506$ kN. Beide treden op in fase 12 (transport). In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment voor het onderdek $T_{V,Y} = + 6433$ kNm. De bijbehorende normaalkracht voor het onderdek bedraagt $N_{V,Y} = - 2453$ kN Beide treden op in fase 14 (afzinken (onderstuk)). De schuifspanning in de uiterste vezel van de wand ten gevolge van het wringend moment treedt alleen op in fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen) en speelt hier dus geen rol. De voorspanning moet echter binnen de kern van de doorsnede blijven. Dan blijft de gehele doorsnede als gevolg van de voorspanning altijd onder druk. Gezien de grootte van beide momenten is het wenselijk de voorspanning 60 mm excentrisch naar het onderdek te leggen.

Invullen van de parameters in de vergelijkingen XXIV.61 en XXIV.62 levert:

$\sigma'_{V,Y} = - 0,15 + 1,49 - 2,61 * 10^{-7} * F_{PI,V,Y} + 3,22 * 10^{-8} * F_{PI,V,Y} \leq -1$ Nmm^{-2} (bovendek)

$\sigma'_{V,Y} = - 0,75 + 2,44 - 2,61 * 10^{-7} * F_{PI,V,Y} - 3,22 * 10^{-8} * F_{PI,V,Y} \leq -1$ Nmm^{-2} (onderdek)

Hieruit volgt voor de benodigde hoeveelheid voorspanning:

$F_{PI,V,Y} \geq 9681423$ N (bovendek)

$F_{PI,V,Y} \geq 9596861$ N (onderdek)

Verder geldt nog de eis dat de aanvangsdrukspanning moet worden beperkt tot - 0,75 * f'_{CK}:

$$\sigma'_{V,Y} = -\frac{F_{PI,V,Y}}{A_{V,Y}} \geq -0{,}75 * 27 = -20{,}25 \text{ Nmm}^{-2}$$

$F_{PI,V,Y} \leq 66015000$ N

Voor voorspankwaliteit FeP1860 geldt $\sigma_{PI,Y}$ = 1350 Nmm^{-2}. De benodigde doorsnede van het voorspanstaal bedraagt:

$A_{P,V,Y} \geq 9596861 / 1350 = 7109 \text{ mm}^2$

Platen

Wanden

Onderste Buitenplaat (W1)

De grootste zijwaarts gerichte belasting treedt op in fase 14 (afzinken (onderstuk)), fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen). Deze belastinggevallen zijn daarom maatgevend voor de dimensionering van de onderste buitenplaat. De onderste buitenplaat wordt in deze belastinggevallen aan de buitenzijde door rivierwater en aan de binnenzijde door ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de onderste buitenplaat:

Naar binnen:	$q_{W,BU,1,Y}$	$= (11{,}70 - 2{,}40) * 10$	$= 93{,}00\ kNm^{-2}$
	$q_{W,BU,2,Y}$	$= (11{,}70 - 2{,}40 - 4{,}75) * 10$	$= 45{,}50\ kNm^{-2}$
Naar buiten:	$q_{B,1,Y}$	$= 4{,}75 * 10$	$= 47{,}50\ kNm^{-2}$
	$q_{B,2,Y}$	$=$	$= 0{,}00\ kNm^{-2}$

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de onderste buitenplaat:

$q_{D,1,Y} = 1{,}1 * 93 - 0{,}9 * 47{,}50 = 60\ kNm^{-2}$

$q_{D,2,Y} = 1{,}1 * 45{,}50 = 50\ kNm^{-2}$

$l_Z / l_X = 1{,}12$

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Z} = 0{,}001 * 53 * 50 * 4{,}24^2 = 47{,}64\ kNm/m$

$m_{V,Z} = 0{,}001 * 17 * 50 * 4{,}24^2 = 15{,}28\ kNm/m$

$\Sigma m_Z = + 47{,}64 + 15{,}28 + 0{,}50 * 2{,}23^2 * 50 - 2{,}23 * f_{R,D,1,Y} = 0$

$f_{R,D,1,Y} = 84\ kN/m$

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z} = 0{,}029 * 10 * 4{,}75^2 = 6{,}54\ kNm/m$

$m_{S,2,Z} = 0{,}014 * 10 * 4{,}75^2 = 3{,}16\ kNm/m$

$\Sigma m_Z = + 6{,}54 - 3{,}16 + 2 / 3 * 0{,}50 * 4{,}75^2 * 10 - 4{,}75 * f_{D,D,2,Y} = 0$

$f_{D,D,2,Y} = 17\ kN/m$

$f_{D,Y} = 84 + 17 = 101\ kN/m$

$\tau_{D,Y} = 101000 / (1000 * 0{,}9 * 300) = 0{,}37\ Nmm^{-2}/m$

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de onderste buitenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen. Hiermee is eveneens aangetoond dat de onderste binnenplaat ook voldoet. Deze wordt namelijk minder zwaar belast.

Bovenste Binnenplaat (W2)

De grootste zijwaarts gerichte waterbelasting treedt op in fase 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de bovenste binnenplaat. De bovenste binnenplaat wordt in dit belastinggeval aan de buitenzijde door ballastwater en aan de binnenzijde door ballastbeton belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de bovenste binnenplaat:

Naar binnen: $q_{W,BU,1,Y}$ = 4,75 * 10 = 47,50 kNm^{-2}

Naar buiten: $q_{B,1,Y}$ = 4,75 * 25 = 118,75 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de bovenste binnenplaat:

$q_{D,1,Y}$ = 1,1 * 118,75 – 0,9 * 47,50 = 88 kNm^{-2}

l_Z / l_X = 1,12

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z}$ = 0,029 * 88 * 4,75^2 = 57,58 kNm/m
$m_{S,2,Z}$ = 0,014 * 88 * 4,75^2 = 27,80 kNm/m

Σm_Z = + 57,58 - 27,80 + 2 / 3 * 0,50 * 4,75^2 * 88 - 4,75 * $f_{D,D,2,Y}$ = 0
$f_{D,D,2,Y}$ = 146 kN/m

$\tau_{D,Y}$ = 146000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,54 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de bovenste binnenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen. Hiermee is eveneens aangetoond dat de bovenste buitenplaat ook voldoet. Deze wordt namelijk minder zwaar belast.

Tussenplaat (W3)

Maatgevend voor de tussenplaat is de situatie dat deze belast wordt door ballastbeton. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de tussenplaat:

Neerwaarts: $q_{T,Z}$ = 0,30 * 25 = 7,50 kNm^{-2}
$q_{B,Z}$ = 4,75 * 25 = 118,75 kNm^{-2} +
126,25 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de tussenplaat:

$q_{D,Z}$ = 1,1 * 126,25 = 139 kNm^{-2}

l_X / l_Y = 3,03

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,X}$ = 0,001 * 49 * 139 * 1,40^2 = 13,35 kNm/m
$m_{V,X}$ = 0,001 * 10 * 139 * 1,40^2 = 2,72 kNm/m

$\Sigma m_X = + 13,35 + 2,72 + 0,50 * 2,12^2 * 139 - 2,12 * f_{R,D,1,Z} = 0$

$f_{R,D,1,Z} = 155$ kN/m

$\tau_{D,Z} = 155000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,57$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} < \tau_{1,D}$, dus OK

De twee zwaarst belaste zijden van de tussenplaat voldoen. Hiermee is aangetoond dat de overige twee zijden eveneens voldoen.

Vloer

Bovendek (V1)

Er moet zorg voor gedragen worden dat de aansluiting tussen de bovenzijde van de ballastbeton in de vloercompartimenten en de onderzijde van de platen in het bovendek van de vloer gerealiseerd kan worden. Hiervan uitgaande is fase 6 (vollopen bouwdok (vlak voor opdrijven bovenstukken)) het maatgevende belastinggeval voor de platen van het bovendek. Het bovendek wordt in deze belastinggevallen aan de bovenzijde door het materieel voor het ballasten van het onderstuk en ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het bovendek:

Neerwaarts:	$q_{BD,Z}$	$= 0,30 * 25$	$= 7,50$ kNm^{-2}
	q_B	$= 0,30 * 18$	$= 5,40$ kNm^{-2}
	q_B	$= 13155 / (41,20 * 18,50)$	$= 17,26$ kNm^{-2}
	$q_{W,BI,Z}$	$= 4,19 * 10$	$= 41,90$ kNm^{-2} +
			72,06 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het bovendek:

$q_{D,Z} = 1,1 * 72,06 = 79$ kNm^{-2}

$l_Y / l_X = 1,00$

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,X} = 0,001 * 51 * 79 * 4,24^2 = 72,43$ kNm/m

$m_{V,X} = 0,001 * 18 * 79 * 4,24^2 = 25,56$ kNm/m

$\Sigma m_X = + 72,43 + 25,56 + 0,50 * 2,12^2 * 79 - 2,12 * f_{R,D,1,Z} = 0$

$f_{R,D,1,Z} = 130$ kN/m

$\tau_{D,Z} = 130000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,48$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} < \tau_{1,D}$, dus OK

Aangezien alle zijden even zwaar belast worden, is hiermee aangetoond dat alle zijden voldoen.

Onderdek (V2)

De plaat onder het tweede vloercompartiment in doorsnede y-y is maatgevend voor de dimensionering van het onderdek. De grootste opwaarts gerichte grondbelasting treedt op in fase 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van het onderdek van de vloer. Het onderdek wordt in deze belastinggevallen aan de bovenzijde door ballastbeton en aan de onderzijde door de opwaartse grond- en waterbelasting belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het onderdek van de vloer:

Opwaarts: $q_{O,1,Z}$ = 840 / 4,54 + 11,70 * 10 = 302,00 kNm^{-2}

$q_{O,2,Z}$ = 223 / 4,54 + 11,70 * 10 = 166,00 kNm^{-2}

Neerwaarts: $q_{OD,Z}$ = 0,30 * 25 = 7,50 kNm^{-2}

$q_{B,Z}$ = 1,80 * 25 = 45,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het onderdek van de vloer:

$q_{Z,D,1}$ = 1,1 * 302 – 0,9 * (7,50 + 45,00) = 285 kNm^{-2}

$q_{Z,D,2}$ = 1,1 * 166 – 0,9 * (7,50 + 45,00) = 135 kNm^{-2}

l_Y / l_X = 1,00

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Y}$ = 0,001 * 51 * 135 * $4,24^2$ = 123,78 kNm/m

$m_{V,Y}$ = 0,001 * 18 * 135 * $4,24^2$ = 43,69 kNm/m

Σm_Y = - 123,78 – 43,69 – 0,50 * $2,20^2$ * 135 + 2,20 * $f_{R,D,1,Z}$ = 0

$f_{R,D,1,Z}$ = 225 kN/m

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Y}$ = 0,0330 * 150 * $4,40^2$ = 95,83 kNm/m

$m_{S,2,Y}$ = 0,0176 * 150 * $4,40^2$ = 51,11 kNm/m

Σm_Y = - 95,83 + 51,11 – 2 / 3 * 0,50 * $4,40^2$ * 150 + 4,40 * $f_{D,D,2,Z}$ = 0

$f_{D,D,2,Z}$ = 230 kN/m

$f_{D,Z}$ = 230 + 225 = 455 kN/m

$\tau_{D,Z}$ = 455000 / (1000 * 0,9 * 300) = 1,69 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} > \tau_{1,D}$, dus niet OK

Dit wordt opgelost door de dikte van het onderdek plaatselijk te vergroten (vout). De benodigde dikte bedraagt:

d = 455000 / (1000 * 0,9 * 0,66) = 766 mm

Uit [Horst, van der; 1989] blijkt dat de vormgeving van een vout ideaal is onder een helling van 1:3. De vout wordt doorgezet tot 3 * (766 / 0,9 – 300) = 1653 mm.

Uit het verticale evenwicht volgt voor de andere zijde van de plaat:

$f_{D,D,2,Z}$ = 100 kN/m

$f_{D,Z}$ = 100 + 225 = 325 kN/m

$\tau_{D,Z}$ = 325000 / (1000 * 0,9 * 300) = 1,20 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} > \tau_{1,D}$, dus niet OK

Dit wordt opgelost door de dikte van het onderdek plaatselijk te vergroten (vout). De benodigde dikte bedraagt:

d = 325000 / (1000 * 0,9 * 0,66) = 547 mm

Uit [Horst, van der; 1989] blijkt dat de vormgeving van een vout ideaal is onder een helling van 1:3. De vout wordt doorgezet tot 3 * (547 / 0,9 – 300) = 924 mm.

Het gewicht van de vouten (linker- en rechterzijde) wordt gedacht binnen $G_{O,M,2}$ te vallen.

Buitenplaat (V3)

De grootste zijwaarts gerichte belasting treedt op in fase 14 (afzinken (onderstuk)), fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen). Deze belastinggevallen zijn daarom maatgevend voor de dimensionering van de buitenplaat van de vloer. De buitenplaat wordt in deze belastinggevallen aan de buitenzijde door rivierwater en aan de binnenzijde door ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat van de vloer:

Naar binnen:	$q_{W,BU,1,Y}$	= (11,70 – 0,30) * 10	= 114,00 kNm^{-2}
	$q_{W,BU,2,Y}$	= (11,70 – 2,10) * 10	= 96,00 kNm^{-2}
Naar buiten:	$q_{B,1,Y}$	= 1,80 * 10	= 18,00 kNm^{-2}
	$q_{B,2,Y}$	=	= 0,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat van de vloer:

$q_{D,1,Y}$ = 1,1 * 114 – 0,9 * 18 = 193 kNm^{-2}

$q_{D,2,Y}$ = 1,1 * 96 = 106 kNm^{-2}

l_X / l_Z = 2,36

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Z}$ = 0,001 * 83 * 106 * $1,80^2$ = 28,51 kNm/m

$m_{V,Z}$ = 0,001 * 42 * 106 * $1,80^2$ = 14,42 kNm/m

Σm_Z = + 28,51 + 14,42 + 0,50 * $0,90^2$ * 106 - 0,90 * $f_{R,D,1,Y}$ = 0

$f_{R,D,1,Y}$ = 95 kN/m

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z}$ = 0,051 * 87 * $1,80^2$ = 14,38 kNm/m

$m_{S,2,Z}$ = 0,034 * 87 * $1,80^2$ = 9,58 kNm/m

$\Sigma m_Z = + 14,38 - 9,58 + 2 / 3 * 0,50 * 1,80^2 * 87 - 1,80 * f_{D,D,2,Y} = 0$

$f_{D,D,2,Y} = 55$ kN/m

$f_{D,Y} = 95 + 55 = 150$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 150000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,56$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de buitenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Binnenplaat (V4)

De grootste zijwaarts gerichte belasting op de binnenplaat treedt op als het ene met ballastwater en het andere compartiment met ballastbeton gevuld is. Deze belastinggevallen zijn daarom maatgevend voor de dimensionering van de binnenplaat van de vloer. In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de binnenplaat van de vloer:

$q_{D,Y} = 1,80 * (1,1 * 25 - 0,9 * 10) = 33$ kNm^{-2}

$l_X / l_Z = 2,36$

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z} = 0,051 * 33 * 1,80^2 = 5,45$ kNm/m
$m_{S,2,Z} = 0,034 * 33 * 1,80^2 = 3,64$ kNm/m

$\Sigma m_Z = + 5,45 - 3,64 + 2 / 3 * 0,50 * 1,80^2 * 33 - 1,80 * f_{D,D,2,Y} = 0$

$f_{D,D,2,Y} = 21$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 21000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,08$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de binnenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Wapening

Liggers (Doorsnede X-X)

Buiging en Normaalkracht

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in x-richting is fase 15 (ballasten tot veiligheid). In de uiterste grenstoestand bedragen $N_{U,X}$ = 2 * - 4070 = - 8140 kN en $T_{U,X}$ = 2 * - 30481 = - 60962 kNm. In de uiterste grenstoestand bedraagt de voorspanbelasting $F_{PI,U,X}$ = 21840 kN en $M_{PI,U,X}$ = 39094 kNm. Deze gegevens invullen in vergelijking XXIV.**35** levert:

$\sigma'_{U,B,X}$ = - 0,26 + 1,10 – 0,70 + 0,70 = + 0,84 Nmm^{-2}

De wapeningsdoorsnede kan nu bepaald worden:

M_D = 0,84 * 55,50 * 10^9 = 4,66 * 10^{10} Nmm = 4,66 * 10^4 kNm

z_U = 0,80 * $L_{O,Z}$ = 0,80 * 12,50 = 10,00 m

F_S = (4,66 * 10^4) / 10 = 4,66 * 10^3 kN

A_S = (4,66 * 10^3) / 435 = 11 mm^2

Er blijkt vrijwel geen buigwapening nodig te zijn. In de u-ligger wordt in x-richting het minimum wapeningspercentage $\omega_{0,MIN}$ toegepast. Dit leidt tot:

A_S = (0,21 / 100) * 31,80 * 10^6 = 66780 mm^2 (hele u-doorsnede)

Afschuiving

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in z-richting is fase 15 (ballasten tot veiligheid). De dwarskracht $D_{U,Z}$ wordt gedacht opgenomen te worden door de vloer. In de uiterste grenstoestand bedraagt $D_{U,Z}$ = 2 * - 2199 = - 4398 kN.

T_D = 4398000 / (2100 * 1850) = 1,13 Nmm^{-2}

$T_1 < T_D < T_2$

Er is schuifwapening nodig in de I-ligger.

D_B = 0,66 * 2100 * 1850 = 2564 kN

D_S = 4398 – 2564 = 1834 kN

Schuifwapening:

A_S = 1834000 / 435 = 4216 mm^2

θ = 30 °

$z_U \cdot \cot\theta$ = 1832 * cot(30) = 3173 mm

$\frac{A_{S,L}}{t}$ = 4216 / 3173 = 1,32 mm^2 / mm

Liggers (Doorsnede Y-Y)

Wanden

Buiging en Normaalkracht

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in z-richting is fase 14 (afzinken (onderstuk)). In de uiterste grenstoestand bedragen $N_{W,Z}$ = - 1282 kN en $T_{W,Z}$ = + 5406 kNm. De normaalkracht $N_{W,Z}$ is relatief klein en wordt verwaarloosd. De wapening in z-richting wordt gedimensioneerd op basis van buiging. Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 5406 kNm

d = 1,85 m = 1850 mm

m_D = 5406 / (4,54 * $1,85^2$ * 27) = 13

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

x_U = 31 mm < 300 mm, dus OK

z_U = 1832 mm

ω_0 = 0,08 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = 1,5 \cdot \omega_0$ = 0,16 %

A_S = (0,16 / 100) * 4540 * 1850 = 13438 mm^2 (trekflens wanddoorsnede)

Voor de rest van de doorsnede kan eveneens een geometrisch wapeningspercentage van 1,5 * ω_0 = 0,16 % worden toegepast. Dit leidt tot:

A_S = (0,16 / 100) * 1778000 = 2845 mm^2 (rest wanddoorsnede)

Afschuiving

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in y-richting is fase 14 (afzinken (onderstuk)). In de uiterste grenstoestand bedraagt $D_{W,Y}$ = - 1440 kN.

τ_D = 1440000 / (300 * 1850) = 2,59 Nmm^{-2}

$\tau_1 < \tau_D < \tau_2$

Er is schuifwapening nodig in de I-ligger.

D_B = 0,66 * 300 * 1850 = 366 kN

D_S = 1440 – 366 = 1074 kN

Schuifwapening:

A_S = 1074000 / 435 = 2469 mm^2

θ = 30 °

$z_U \cdot \cot\theta$ = 1832 * cot(30) = 3173 mm

$\frac{A_{s,L}}{t}$ = 2469 / 3173 = 0,78 mm^2 / mm

Vloer

Buiging en Normaalkracht

Door de voorspanning en de waterdruk staat de gehele doorsnede van de vloer altijd onder druk. Het minimum wapeningspercentage $\omega_{0,MIN}$ wordt toegepast. Dit leidt tot:

A_s = (0,21 / 100) * 3270000 = 6867 mm^2

Afschuiving

De maatgevende belastinggevallen voor de dimensionering van de wapening in z-richting zijn fase 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)) en fase 18 (verwijderen schotten (onderstuk)). In de uiterste grenstoestand bedraagt $D_{W,Z}$ = - 2532 kN.

τ_D = 2532000 / (300 * 2250) = 3,75 Nmm^{-2}

$\tau_1 < \tau_D < \tau_2$

Er is schuifwapening nodig in de I-ligger.

D_B = 0,66 * 300 * 2250 = 446 kN
D_S = 2532 – 446 = 2086 kN

Schuifwapening:

A_s = 2086000 / 435 = 4795 mm^2

θ = 30 °
$z_U \cdot \cot\theta$ = 2228 * cot(30) = 3859 mm

$\frac{A_{s,L}}{t}$ = 4795 / 3859 = 1,24 mm^2 / mm

Platen

Wanden

Onderste Buitenplaat (W1)

$m_{s,z}$ = 47,64 kNm/m
$m_{s,1,z}$ = 6,54 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 47,64 + 6,54 = 54,18 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 54,18 / (1 * 0,27^2 * 27) = 28

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,19 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = \omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

Bovenste Binnenplaat (W2)

$m_{S,1,Z}$ = 57,58 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 57,58 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 57,58 / (1 * 0,27^2 * 27) = 29

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,19 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = \omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

Tussenplaat (W3)

$m_{S,X}$ = 13,35 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 13,35 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 13,35 / (1 * 0,27^2 * 27) = 7

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,05 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = 1{,}5 \cdot \omega_0$ = 0,08 %

A_S = (0,08 / 100) * 1000 * 270 = 216 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 432 mm^2/m

Vloer

Bovendek (V1)

$m_{S,X}$ = 72,43 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 72,43 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 72,43 / (1 * 0,27^2 * 27) = 37

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,23 % > $\omega_{0,MIN}$

A_S = (0,23 / 100) mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van [illegible] worden toegepast: A_S = 1242 mm^2/m

Onderdek (V2)

$m_{S,Y}$ = 123,78 kNm/m
$m_{S,1,Y}$ = 95,83 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 123,78 + 95,83 = 219,61 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 219,61 / (1 * 0,27^2 * 27) = 112

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,74 % > $\omega_{0,MIN}$

A_S = (0,74 / 100) * 1000 * 270 = 1998 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 3996 mm^2/m

Buitenplaat (V3)

$m_{S,Z}$ = 28,51 kNm/m
$m_{S,1,Z}$ = 14,38 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 28,51 + 14,38 = 42,89 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 42,89 / (1 * 0,27^2 * 27) = 22

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,14 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = \omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

Binnenplaat (V4)

$m_{S,1,Z}$ = 0,051 * 33 * 1,80^2 = 5,45 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 5,45 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 5,45 / (1 * 0,27^2 * 27) = 3

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,00 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = \omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

RESULTATEN ONDERSTUK LAGE DREMPEL (DEEL 6)

BELASTINGGEVALLEN (§4.2.2)

Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

$G_{O,B,BI}$ = 3,24 * 25,00 * 41,20 * 10 = 33372 kN

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

$G_{O,B,BI}$ = 5,47 * 25,00 * 41,20 * 10 = 56341 kN

$G_{O,W}$ = 7,87 * 41,20 * 29,00 * 10 = 94031 kN

$\gamma_{V,O}$ = (50934 + 56341) / 94031 = 1,14

Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))

$G_{O,B,BI}$ = 1,00 * 94031 – 54934 = 39097 kN

$d_{W,BI}$ = 39097 / (41,20 * 25,00 * 10) = 3,80 m

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

$G_{O,W}$ = 11,70 * 41,20 * 29,00 * 10 = 139792 kN

$G_{O,B}$ = 1,00 * 139792 – 54934 = 84858 kN

$G_{O,B,V}$ = 1,80 * 38,20 * 26,60 * 10 = 18290 kN

$G_{O,B,W}$ = 9,50 * 38,20 * 2,80 * 10 = 10161 kN

$G_{O,B,BI}$ = 84858 - 18290 – 10161 = 56407 kN

$d_{W,BI}$ = 56407 / (41,20 * 25,00 * 10) = 5,48 m

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

$G_{O,B,BI}$ = 9,30 * 25,00 * 41,20 * 10 = 95790 kN

$G_{O,B}$ = 18290 + 10161 + 95790 = 124241 kN

H_D = 0,5 * 2,0 * 10 * $1,0^2$ * 29,00 * 6,70 = 1943 kN

ΣV = (1,20 * 1943) / (tan(2/3 * 30)) = 6406 kN

ΣV = 54934 + 124241 – 139792 = 39383 kN

$\gamma_{V,O}$ = (54934 + 124241) / 139792 = 1,28

Fase 16 (Ondermortelen)

ΣV = 54934 + 124241 – 1,20 * 139792 = 11425 kN

$\gamma_{V,O}$ = (54934 + 124241) / (1,20 * 139792) = 1,07

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

$G_{O,B,V}$ = 1,80 * 38,20 * 26,60 * 25 = 45725 kN

$G_{O,B,W}$ = 9,50 * 38,20 * 2,80 * 25 = 25403 kN

$G_{O,B}$ = 45725 + 25403 + 95790 = 166918 kN

$\gamma_{V,O}$ = (54934 + 166918) / 139792 = 1,59

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

$\gamma_{V,O}$ = (50934 + 166918) / 139792 = 1,56

CONSTRUCTIEF ONTWERP (§4.3)

Liggers (Doorsnede X-X)

Doorsnedegrootheden U-Ligger

Oppervlakte

$A_{U,1,X}$ = 29,00 * 12,50 – 25,00 * 10,1 = 110,00 m^2

$A_{U,2,X}$ = 4 * (2,00 – 2 * 0,30) * (5,05 – 0,30) = 26,60 m^2

$A_{U,3,X}$ = 2 * (2,00 – 2 * 0,30) * (2,40 – 2 * 0,30) = 5,04 m^2

$A_{U,4,X}$ = 4 * (5,06 – 0,30) * (2,40 – 2 * 0,30) = 34,27 m^2

$A_{U,X}$ = 110,00 – (26,60 + 5,04 + 34,27) = 44,09 m^2

Statisch Moment

$S_{U,1,X}$ = 4 * 12,50 * 0,30 * 6,25 = 93,75 m^3

$S_{U,2,X}$ = 4 * 2,40 * 0,30 * 11,30 = 32,54 m^3

$S_{U,3,X}$ = (29,00 – 8 * 0,30) * 0,30 * 12,35 = 98,55 m^3

$S_{U,4,X}$ = (29,00 – 8 * 0,30) * 0,30 * 10,25 = 81,80 m^3

$S_{U,5,X}$ = 2 * (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * 5,20 = 4,37 m^3

$S_{U,6,X}$ = 2 * (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * 0,15 = 0,13 m^3

$S_{U,X}$ = 93,75 + 32,54 + 98,55 + 81,80 + 4,37 + 0,13 = 311,14 m^3

Zwaartepunt

z_U = 311,14 / 44,09 = 7,06 m

Traagheidsmoment

$I_{U,1,X}$ = 4 * (1/12 * 0,30 * $12,50^3$ + 0,30 * 12,50 * $(7,06 – 6,25)^2$) = 205,15 m^4

$I_{U,2,X}$ = 4 * (1/12 * 0,30 * $2,40^3$ + 0,30 * 2,40 * $(5,44 – 1,20)^2$) = 53,16 m^4

$I_{U,3,X}$ = 1/12 * (29,00 – 8 * 0,30) * $0,30^3$ + (29,00 – 8 * 0,30) * 0,30 * $(5,44 – 0,15)^2$ = 223,37 m^4

$I_{U,4,X}$ = 1/12 * (29,00 – 8 * 0,30) * $0,30^3$ + (29,00 – 8 * 0,30) * 0,30 * $(5,44 – 2,25)^2$ = 81,27 m^4

$I_{U,5,X}$ = 2 * (1/12 * (2,00 – 2 * 0,30) * $0,30^3$ + (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * $(7,06 – 5,20)^2$) = 2,91 m^4

$I_{U,6,X}$ = 2 * (1/12 * (2,00 – 2 * 0,30) * $0,30^3$ + (2,00 – 2 * 0,30) * 0,30 * $(7,06 – 0,15)^2$) = 40,11 m^4

$I_{U,X}$ = 205,15 + 53,16 + 223,37 + 81,27 + 2,91 + 40,11 = 605,97 m^4

Weerstandsmoment

$W_{U,B,X}$ = 605,97 / 7,06 = 85,83 m^3

$W_{U,O,X}$ = 605,97 / 5,44 = 111,39 m^3

Kern

$k_{U,O,X}$ = 85,83 / 44,09 = 1,95 m

$k_{U,B,X}$ = 111,39 / 44,09 = 2,53 m

Doorsnedegrootheden L-Ligger

Oppervlakte

$A_{L,X}$ = 44,09 / 2 = 22,05 m^2

Statisch Moment

$S_{L,X}$ = 311,14 / 2 = 155,57 m^3

Zwaartepunt

z_L = 7,06 m

Traagheidsmoment

$I_{L,X}$ = 605,97 / 2 = 302,99 m^4

Weerstandsmoment

$W_{L,B,X}$ = 302,99 / 7,06 = 42,92 m^3

$W_{L,O,X}$ = 302,99 / 5,44 = 55,70 m^3

Kern

$k_{L,O,X}$ = 42,92 / 22,05 = 1,95 m

$k_{L,B,X}$ = 55,70 / 22,05 = 2,53 m

Belasting en Snedekrachten U-Ligger

Fase 2 (Bovenstukken)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	0	0
$M_{U,X}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-57: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 2 (Bovenstukken)*

$q_{O,U,Z}$ = (50934 + 19466) / 41,20
= 1709 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1709	- 1880
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 1709	- 1880
$N_{U,X}$ (kN)	0	0
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	0	0
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	0	0
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	0	0
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-58: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 2 (Bovenstukken)*

Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

	BGT	UGT
$F_{U;X}$ (kN)	29,00 * 0,5 * 10 * $5,64^2$ – 25,00 * 0,5 * 10 * $3,24^2$ = + 3300	+ 3630
$M_{U;X}$ (kNm)	- 29,00 * 0,5 * 10 * $5,64^2$ * (5,64 / 3 – 5,44) + 25,00 * 0,5 * 10 * $3,24^2$ * (3,24 / 3 + 2,40 – 5,44)= + 13848	+ 15233

Tabel XXIV-59: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

$q_{O;U;Z}$ = (50934 + 19924 + 33372) / 41,20 – 29,00 * 10 * 5,64
= + 894 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O;Z;MIN}$ (kNm^{-1})	- 1090	- 1199
$p_{O;Z;MAX}$ (kNm^{-1})	- 813	- 894
$N_{U;X}$ (kN)	- 3300	- 3630
$D_{U;Z;MAX}$ (kN)	+ 844	+ 928
$D_{U;Z;MIN}$ (kN)	- 25	- 28
$T_{U;X;MAX}$ (kNm)	- 3901	- 4291
$T_{U;X;MIN}$ (kNm)	- 13008	- 14309

Tabel XXIV-60: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

	BGT	UGT
$F_{U;X}$ (kN)	29,00 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ – 25,00 * 0,5 * 10 * $5,47^2$ = + 5241	+ 5765
$M_{U;X}$ (kNm)	- 29,00 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ * (7,87 / 3 – 5,44) + 25,00 * 0,5 * 10 * $5,47^2$ * (5,47 / 3 + 2,40 – 5,44) = + 20746	+ 22821

Tabel XXIV-61: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

$q_{O;U;Z}$ = (50934 + 56341) / 41,20 – 29,00 * 10 * 7,87
= + 321 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O;Z;MIN}$ (kNm^{-1})	- 614	- 675
$p_{O;Z;MAX}$ (kNm^{-1})	- 200	- 220
$N_{U;X}$ (kN)	- 5241	- 5765
$D_{U;Z;MAX}$ (kN)	+ 1265	+ 1391
$D_{U;Z;MIN}$ (kN)	- 37	- 41
$T_{U;X;MAX}$ (kNm)	- 5845	- 6430
$T_{U;X;MIN}$ (kNm)	- 19937	- 21931

Tabel XXIV-62: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))

	BGT	UGT
$F_{U;X}$ (kN)	29,00 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ – 25,00 * 0,5 * 10 * $3,80^2$ = + 7176	+ 7893
$M_{U;X}$ (kNm)	- 29,00 * 0,5 * 10 * $7,87^2$ * (7,87 / 3 – 5,44) + 25,00 * 0,5 * 10 * $3,80^2$ * (3,80 / 3 + 2,40 – 5,44) = + 22095	+ 24305

Tabel XXIV-63: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

$q_{O;U;Z}$ = (54934 + 39097) / 41,20 – 29,00 * 10 * 7,87

$= 0\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{U,X}$ (kN)	- 7176	- 7893
$T_{U,Y,MIN}$ (kNm)	- 22095	- 24305

Tabel XXIV-64: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

Fase 12 (Transport)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$29,00 * 0,5 * 10 * 4,60^2 = + 3068$	+ 3375
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 29,00 * 0,5 * 10 * 4,60^2 * (4,60 / 3 - 5,44) = + 11986$	+ 13185

Tabel XXIV-65: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 12 (Transport)*

$q_{O,U,Z} = 54934 / 41,20 - 29,00 * 10 * 4,60$
$= 0\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{U,X}$ (kN)	- 3068	- 3375
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 11986	- 13185

Tabel XXIV-66: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 12 (Transport)*

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 25,00 * 0,5 * 10 * 5,48^2 = + 16095$	+ 17705
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 5,44) + 25,00 * 0,5 * 10 * 5,48^2 * (5,48 / 3 + 2,40 - 5,44) = + 26013$	+ 28614

Tabel XXIV-67: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

$q_{O,U,Z} = (54934 + 84858) / 41,20 - 29,00 * 10 * 11,70$
$= 0\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{U,X}$ (kN)	- 16095	- 17705
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 26013	- 28614

Tabel XXIV-68: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 9038$	+ 9942
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 5,44) - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 5,44) = + 29919$	+ 32911

Tabel XXIV-69: *Belasting L-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

$q_{O,L,Z} = ((54934 + 124241) / 41,20 - 29,00 * 10 * 11,70) / 2$
$= + 478\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 4519	- 4971
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	+ 1875	+ 2063
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	+ 4343	+ 4777
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 14960	- 16456

Tabel XXIV-70: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; eerste L-Ligger) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 4519	- 4971
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	- 2625	- 2887
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	- 14960	- 16456
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 41984	- 46183

Tabel XXIV-71: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; tweede L-Ligger) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

Fase 16 (Ondermortelen)

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 9038$	+ 9942
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 5,44) - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 5,44) = + 29919$	+ 32911

Tabel XXIV-72: *Belasting L-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 16 (Ondermortelen)*

$q_{O,L,Z}$ = ((54934 + 124241) / 41,20 - 1,20 * 29,00 * 10 * 11,70) / 2
= + 139 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 4519	- 4971
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	+ 544	+ 598
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	- 9359	- 10295
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 14960	- 16456

Tabel XXIV-73: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; eerste L-Ligger) – Fase 16 (Ondermortelen)*

	BGT	UGT
$N_{L,X}$ (kN)	- 4519	- 4971
$D_{L,Z,MAX}$ (kN)	- 761	- 837
$T_{L,X,MAX}$ (kNm)	- 14960	- 16456
$T_{L,X,MIN}$ (kNm)	- 22794	- 25074

Tabel XXIV-74: *Snedekrachten L-Ligger (Doorsnede X-X; tweede L-Ligger) – Fase 16 (Ondermortelen)*

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 9038$	+ 9942
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 5,44) - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 5,44) = + 29919$	+ 32911

Tabel XXIV-75: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

$q_{O,U,Z}$ = (58934 + 166918) / 41,20 – 29,00 * 10 * 11,70
= + 1992 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 2415	- 2657
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 1818	- 2000
$N_{U,X}$ (kN)	- 9038	- 9942
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	+ 1824	+ 2006
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	- 53	- 58
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	- 8429	- 9272
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 28753	- 31628

Tabel XXIV-76: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{U,X}$ (kN)	$29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 = + 9038$	+ 9942
$M_{U,X}$ (kNm)	$- 29,00 * 0,5 * 10 * 11,70^2 * (11,70 / 3 - 5,44) - 25,00 * 0,5 * 10 * 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40 - 5,44) = + 29919$	+ 32911

Tabel XXIV-77: *Belasting U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

$q_{O,U,Z}$ = (50934 + 166918) / 41,20 – 29,00 * 10 * 11,70
= + 1895 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 2318	- 2550
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 1721	- 1893
$N_{U,X}$ (kN)	- 9038	- 9942
$D_{U,Z,MAX}$ (kN)	+ 1824	+ 2006
$D_{U,Z,MIN}$ (kN)	- 53	- 58
$T_{U,X,MAX}$ (kNm)	- 8429	- 9272
$T_{U,X,MIN}$ (kNm)	- 28753	- 31628

Tabel XXIV-78: *Snedekrachten U-Ligger (Doorsnede X-X) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

Spanningsverdeling

Onderste Vezel (Vloer)

Het grootste deel van de trekspanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment $T_{L,X}$ = + 4343 kNm. De bijbehorende normaalkracht bedraagt $N_{L,X}$ = - 4519 kN. Beide treden op bij de eerste I-ligger in fase 15 (ballasten tot veiligheid). De voorspanning moet binnen de kern van de doorsnede blijven. Dan blijft de gehele doorsnede als gevolg van de voorspanning altijd onder druk. De voorspanning wordt in het onderpunt van de kern van de I-ligger gelegd, dus de excentriciteit bedraagt 1950 mm.

Invullen van de parameters in de vergelijking XXIV.33 levert:

$$\sigma'_{L,O,X} = - 0,20 + 0,08 - 3,85 * 10^{-8} * F_{PI,L,X} - 2,98 * 10^{-8} * F_{PI,L,X} \leq -1 \text{ Nmm}^{-2}$$

Hieruit volgt voor de benodigde hoeveelheid voorspanning:

$$F_{PI,L,X} \geq 12884334 \text{ N}$$

Verder geldt nog de eis dat de aanvangsdrukspanning moet worden beperkt tot - 0,75 * f'_{CK}:

$$\sigma'_{L,O,X} = -\frac{F_{Pl,L,X}}{A_{L,X}} \geq -0,75 * 27 = -20,25 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$F_{Pl,L,X} \leq 66015000 \text{ N}$$

Voor voorspankwaliteit FeP1860 geldt $\sigma_{Pl,X}$ = 1350 Nmm^{-2}. De benodigde doorsnede van het voorspanstaal bedraagt:

$$A_{P,L,X} \geq 12884334 / 1350 = 9543 \text{ mm}^2$$

Bovenste Vezel

Het grootste deel van de spanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment $T_{U,X}$ = 2 * - 41984 = - 83968 kNm. De bijbehorende normaalkracht bedraagt $N_{U,X}$ = 2 * - 4519 = - 9038 kN. Beide treden op in fase 15 (ballasten tot veiligheid).

Invullen van de parameters in de vergelijkingen XXIV.35 levert:

$$\sigma_{U,B,X} = -0,20 + 0,98 - 0,67 + 0,67 = +0,78 \text{ Nmm}^{-2}$$

Liggers (Doorsnede Y-Y)

Wringing

In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het wringend moment $T_{T,X}$ per deel:

ΣV	= 54934 + 124241 – 139792	= 39383 kN
$\Sigma V_{1/3}$	= 39383 / 3	= 13128 kN
$T_{T,X}$	= (13128 / 29,00 – 13128 / ((2 + 2) * 29,00 / 2)) * $(29,00 / 2)^2$	= 47589 kNm

Het wringend moment per rechthoek $T_{T,I}$ bedraagt:

Wand: α_W = 0,30

$\alpha_W \cdot x_W^3 \cdot y_W$ = $0,30 * 2,00^3 * 12,50$ = 30

Vloer: α_V = 0,33

$\alpha_V \cdot x_V^3 \cdot y_V$ = $0,33 * 2,40^3 * 29,00$ = 132

Wand I : Wand II : Vloer = 1 : 1 : 4,4

$T_{T,W}$	= 1 / 6,4 * 47589	= 7436 kNm
$T_{T,V}$	= 4,4 / 6,4 * 47589	= 32717 kNm

De schuifspanning in de uiterste vezels ten gevolge van het wringend moment bedraagt:

$\tau_{D,T,W}$	= $(7436 * 10^6)$ / (2 * (2000 – 300) * (12500 – 300) * 300)	= 0,60 Nmm^{-2}
$\tau_{D,T,V}$	= $(32717 * 10^6)$ / (2 * (2400 – 300) * (29000 – 300) * 300)	= 1,00 Nmm^{-2}

Wanden

Doorsnedegrootheden

$I_{W,Z}$	= $(4,54 * 2,00^3 – (4,54 – 0,30) * (2,00 – 2 * 0,30)^3)$ / 12	= 2,06 m^4
$W_{W,Z}$	= $(4,54 * 2,00^3 – (4,54 – 0,30) * (2,00 – 2 * 0,30)^3)$ / (6 * 2,00)	= 2,06 m^3
$A_{W,1,Z}$	= 4,54 * 2,00	= 9,08 m^2
$A_{W,2,Z}$	= (4,54 – 0,30) * (2,00 – 2 * 0,30)	= 5,94 m^2
$A_{W,Z}$	= 9,08 – 5,94	= 3,14 m^2
$k_{B,B} = k_{B,O}$	= 2,06 / 3,14	= 0,66 m

Belasting

$G_{T,Z}$	= 5,94 * 0,30 * 25	= 45,00 kN
$q_{W,Z}$	= 3,14 * 25	= 78,50 kNm^{-1}
$q_{W,B,B,Z}$	= 5,94 * 25	= 148,50 kNm^{-1}
$q_{W,B,W,Z}$	= 5,94 * 10	= 59,40 kNm^{-1}

$N_{W,Z}$ = - (2 * 5,05 * 78,50 + 2 * 45,00) = - 883,00 kN

Snedekrachten

Fase 2 (Bovenstukken)

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-79: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 2 (Bovenstukken)*

Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-80: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	0	0
$T_{W,Z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-81: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	$- 4{,}54 * 0{,}5 * 10 * (5{,}47^2 - 3{,}80^2) = - 351$	- 387
$T_{W,Z}$ (kNm)	$- 4{,}54 * 0{,}5 * 10 * 1/3 * (5{,}47^3 - 3{,}80^3) = + 823$	+ 905

Tabel XXIV-82: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

Fase 12 (Transport)

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{W,Y}$ (kN)	$- 4{,}54 * 0{,}5 * 10 * 2{,}20^2 = - 110$	- 121
$T_{W,Z}$ (kNm)	$110 * 2{,}20 / 3 = + 81$	+ 89

Tabel XXIV-83: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 12 (Transport)*

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

	BGT	UGT
$N_{W,Z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 59,40 = - 1165 (vloer) - 883 - 9,50 * 59,40 = - 1447	(wand) - 1282 (vloer) - 1592
$D_{W,Y}$ (kN)	$- 4{,}54 * 0{,}5 * 10 * (9{,}30^2 - 5{,}48^2) = - 1282$	- 1410
$T_{W,Z}$ (kNm)	$4{,}54 * 0{,}5 * 10 * 1/3 * (9{,}30^3 - 5{,}48^3) = + 4841$	+ 5325

Tabel XXIV-84: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

	BGT	UGT
$N_{w,z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 59,40 = - 1165	(wand) - 1282
	(vloer) - 883 - 9,50 * 59,40 = - 1447	(vloer) - 1592
$D_{w,Y}$ (kN)	0	0
$T_{w,z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-85: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 15 (Balllasten tot Veiligheid)*

Fase 16 (Ondermortelen)

	BGT	UGT
$N_{w,z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 59,40 = - 1165	(wand) - 1282
	(vloer) - 883 - 9,50 * 59,40 = - 1447	(vloer) - 1592
$D_{w,Y}$ (kN)	0	0
$T_{w,z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-86: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 16 (Ondermortelen)*

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

	BGT	UGT
$N_{w,z}$ (kN)	(wand) - 883 - 4,75 * 148,50 = - 1588	(wand) - 1747
	(vloer) - 883 - 9,50 * 148,50 = - 2294	(vloer) - 2523
$D_{w,Y}$ (kN)	0	0
$T_{w,z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-87: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

	BGT	UGT
$N_{w,z}$ (kN)	(wand) – 883 - 4,75 * 148,50 = - 1588	(wand) - 1747
	(vloer) – 883 - 9,50 * 148,50 = - 2294	(vloer) - 2523
$D_{w,Y}$ (kN)	0	0
$T_{w,z}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-88: *Snedekrachten Wand (Doorsnede Y-Y) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

Spanningsverdeling

Het grootste deel van de spanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment $T_{w,z}$ = + 4841 kNm. De bijbehorende normaalkracht bedraagt $N_{w,z}$ = - 1165 kN. Beide treden op in fase 14 (afzinken (onderstuk)). De schuifspanning in de uiterste vezel van de wand ten gevolge van het wringend moment treedt alleen op in fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen) en speelt hier dus geen rol.

Invullen van de parameters in de vergelijkingen XXIV.49 en XXIV.50 levert:

$\sigma_{W,BU,Z}$ = - 0,37 + 2,35 = + 1,98 Nmm^{-2}

$\sigma'_{W,BI,Z}$ = - 0,37 – 2,35 = - 2,72 Nmm^{-2}

Vloer

Doorsnedegrootheden

$I_{V,Y}$ $= (4,54 * 2,40^3 - (4,54 - 0,30) * (2,40 - 2 * 0,30)^3) / 12$ $= 3,17\ m^4$

$W_{V,Y}$ $= (4,54 * 2,40^3 - (4,54 - 0,30) * (2,40 - 2 * 0,30)^3) / (6 * 2,40)$ $= 2,64\ m^3$

$A_{V,1,Y}$ $= 4,54 * 2,40$ $= 10,90\ m^2$

$A_{V,2,Y}$ $= (4,54 - 0,30) * (2,40 - 2 * 0,30)$ $= 7,63\ m^2$

$A_{V,Y}$ $= 10,90 - 7,63$ $= 3,27\ m^2$

$k_{B,B} = k_{B,O}$ $= 2,64 / 3,26$ $= 0,81\ m$

Belasting en Snedekrachten

Fase 2 (Bovenstukken)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	0	0
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	0	0

Tabel XXIV-89: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 2 (Bovenstukken)*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (50934 + 19466 - 18 * 883) / (41,20 * 29,00)$
$= 207\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 558	- 614
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 164	- 180
$N_{V,Y}$ (kN)	0	0
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 889	- 978
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 188	+ 207
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 17	+ 19
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 1389	- 1528

Tabel XXIV-90: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 2 (Bovenstukken)*

Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (5,64^2 - 3,24^2) = + 484$	+ 532
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (5,64^2 * (5,64 / 3 - 2,40 / 2) - 3,24^2 * (3,24 / 3 + 2,40 / 2)) = + 52$	+ 58

Tabel XXIV-91: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (50934 + 19924 + 33372 - 18 * 883) / (41,20 * 29,00) - 4,54 * 10 * 5,64$
$= + 80\ kNm^{-1}$

	BGT	UGT
$p_{o,z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 436	- 480
$P_{o,z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 36	- 40
$N_{v,y}$ (kN)	- 484	- 532
$D_{v,z,MIN}$ (kN)	- 889	- 978
$D_{v,z,MAX}$ (kN)	+ 192	+ 211
$T_{v,y,MAX}$ (kNm)	- 35	- 39
$T_{v,y,MIN}$ (kNm)	- 1421	- 1563

Tabel XXIV-92: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 5 (Vollopen Bouwdok (Vlak voor Opdrijven Bovenstukken))*

Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))

	BGT	UGT
$F_{v,y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 - 5,47^2) = + 727$	+ 799
$F_{v,z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{v,y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 * (7,87 / 3 - 2,40 / 2) - 5,47^2 * (5,47 / 3 + 2,40 / 2)) = + 52$	+ 58

Tabel XXIV-93: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

$q_{o,z}$ $= 4,54 * (50934 + 56341 - 18 * 883) / (41,20 * 29,00) - 4,54 * 10 * 7,87$

$= - 10$ kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{o,z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 345	- 380
$P_{o,z,MAX}$ (kNm^{-1})	+ 54	+ 59
$N_{v,y}$ (kN)	- 727	- 799
$D_{v,z,MIN}$ (kN)	- 889	- 978
$D_{v,z,MAX}$ (kN)	+ 192	+ 211
$T_{v,y,MAX}$ (kNm)	- 35	- 39
$T_{v,y,MIN}$ (kNm)	- 1421	- 1563

Tabel XXIV-94: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 7 (Vollopen Bouwdok (Bovenstukken Opgedreven))*

Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))

	BGT	UGT
$F_{v,y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 - 3,80^2) = + 1078$	+ 1186
$F_{v,z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{v,y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (7,87^2 * (7,87 / 3 - 2,40 / 2) - 3,80^2 * (3,80 / 3 + 2,40 / 2)) = - 1193$	- 1312

Tabel XXIV-95: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

$q_{o,z}$ $= 4,54 * (54934 + 39097 - 18 * 883) / (41,20 * 29,00) - 4,54 * 10 * 7,87$

$= - 60$ kNm^{-1}

	BGT	UGT
$N_{v,y}$ (kN)	- 1078	- 1186
$D_{v,z,MIN}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{v,z,MAX}$ (kN)	+ 883	+ 971
$T_{v,y,MAX}$ (kNm)	+ 1193	+ 1312
$T_{v,y,MIN}$ (kNm)	- 4396	- 4836

Tabel XXIV-96: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 10 (Opdrijven Onderstukken (Moment van Opdrijven))*

Fase 12 (Transport)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	4,54 * 0,5 * 10 * $4,60^2$ = + 480	+ 528
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 883	+ 971
$M_{V,Y}$ (kNm)	- 4,54 * 0,5 * 10 * $4,60^2$ * (4,60 / 3 - 2,40 / 2) = - 160	- 176

Tabel XXIV-97: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 12 (Transport)*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (54934 - 18 * 883) / (41,20 * 29,00) - 4,54 * 10 * 4,60
= - 61 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$N_{V,Y}$ (kN)	- 480	- 528
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 883	- 971
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 883	+ 971
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 160	+ 176
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 5401	- 5941

Tabel XXIV-98: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 12 (Transport)*

Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ – $5,48^2$) = + 2426	+ 2668
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$M_{V,Y}$ (kNm)	- 4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) – $5,48^2$ * (5,48 / 3 + 2,40/2)) = - 6327	- 6959

Tabel XXIV-99: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (54934 + 84858 - 18 * 1447) / (41,20 * 29,00) - 4,54 * 10 * 11,70
= - 100 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$N_{V,Y}$ (kN)	- 2426	- 2668
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 1447	- 1592
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	+ 6327	+ 6959
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 2804	- 3084

Tabel XXIV-100: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 14 (Afzinken (Onderstuk))*

Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ – $9,30^2$) = + 1144	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$M_{V,Y}$ (kNm)	- 4,54 * 0,5 * 10 * ($11,70^2$ * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) – $9,30^2$ * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = + 52	+ 58

Tabel XXIV-101: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

$q_{o,z}$ = 4,54 * (54934 + 124241 - 18 * 1447) / (41,20 * 29,00) – 4,54 * 10 * 11,70
= + 51 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 631	- 694
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	+ 20	+ 22
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 1457	- 1603
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 312	+ 343
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	- 24	- 26
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 2308	- 2539

Tabel XXIV-102: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 15 (Ballasten tot Veiligheid)*

Fase 16 (Ondermortelen)

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 - 9,30^2) = +$ 1144	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 1447	+ 1592
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) - 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = +$ 52	+ 58

Tabel XXIV-103: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 16 (Ondermortelen)*

$q_{O,Z}$ = 4,54 * (58934 + 124241 - 18 * 1447) / (41,20 * 29,00) - 1,20 * 4,54 * 10 * 11,70
= - 40 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 540	- 594
$p_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	+ 111	+ 122
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 1457	- 1603
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 312	+ 343
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	- 24	- 26
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 2308	- 2539

Tabel XXIV-104: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 16 (Ondermortelen)*

Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 - 9,30^2) = +$ 1144	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 2294	+ 2523
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) - 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = +$ 52	+ 58

Tabel XXIV-105: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

$q_{O,Z}$ = 4,54 * (54934 + 166918 - 18 * 2294) / (41,20 * 29,00) - 4,54 * 10 * 11,70
= + 155 kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1072	- 1179
$P_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 42	- 46
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 2309	- 2540
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 493	+ 542
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	- 8	- 9
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 3641	- 4005

Tabel XXIV-106: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 17 (Aanbrengen Ballastbeton (Onderstuk))*

Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))

	BGT	UGT
$F_{V,Y}$ (kN)	$4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 - 9,30^2) = +$ 1144	+ 1258
$F_{V,Z}$ (kN)	+ 2294	+ 2523
$M_{V,Y}$ (kNm)	$- 4,54 * 0,5 * 10 * (11,70^2 * (11,70 / 3 - 2,40 / 2) - 9,30^2 * (9,30 / 3 + 2,40/2)) = +$ 52	+ 57

Tabel XXIV-107: *Belasting Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

$q_{O,Z}$ $= 4,54 * (50934 + 166918 - 18 * 2294) / (41,20 * 29,00) - 4,54 * 10 * 11,70$

$= + 140$ kNm^{-1}

	BGT	UGT
$p_{O,Z,MIN}$ (kNm^{-1})	- 1057	- 1163
$P_{O,Z,MAX}$ (kNm^{-1})	- 27	- 30
$N_{V,Y}$ (kN)	- 1144	- 1258
$D_{V,Z,MIN}$ (kN)	- 2309	- 2540
$D_{V,Z,MAX}$ (kN)	+ 493	+ 542
$T_{V,Y,MAX}$ (kNm)	- 8	- 9
$T_{V,Y,MIN}$ (kNm)	- 3641	- 4005

Tabel XXIV-108: *Snedekrachten Vloer (Doorsnede Y-Y) – Fase 18 (Verwijderen Schotten (Onderstuk))*

Spanningsverdeling

Het grootste deel van de trekspanning wordt geleverd door het moment. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment voor het bovendek $T_{V,Y}$ = - 5401 kNm. De bijbehorende normaalkracht voor het bovendek bedraagt $N_{V,Y}$ = - 480 kN. Beide treden op in fase 12 (transport). In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt het maatgevende moment voor het onderdek $T_{V,Y}$ = + 6327 kNm. De bijbehorende normaalkracht voor het onderdek bedraagt $N_{V,Y}$ = - 2426 kN Beide treden op in fase 14 (afzinken (onderstuk)). De schuifspanning in de uiterste vezel van de wand ten gevolge van het wringend moment treedt alleen op in fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen) en speelt hier dus geen rol. De voorspanning moet echter binnen de kern van de doorsnede blijven. Dan blijft de gehele doorsnede als gevolg van de voorspanning altijd onder druk. Gezien de grootte van beide momenten is het wenselijk de voorspanning 40 mm excentrisch naar het onderdek te leggen.

Invullen van de parameters in de vergelijkingen XXIV.61 en XXIV.62 levert:

$\sigma'_{V,Y}$ $= - 0,15 + 2,05 - 2,61 * 10^{-7} * F_{PI,V,Y} - 1,29 * 10^{-8} * F_{PI,V,Y} \leq -1$ Nmm^{-2} (bovendek)

$\sigma'_{V,Y}$ $= - 0,74 + 2,40 - 2,61 * 10^{-7} * F_{PI,V,Y} + 1,29 * 10^{-8} * F_{PI,V,Y} \leq -1$ Nmm^{-2} (onderdek)

Hieruit volgt voor de benodigde hoeveelheid voorspanning:

$F_{PI,V,Y} \geq 10626603$ N (bovendek)

$F_{PI,V,Y} \geq 10764873$ N (onderdek)

Verder geldt nog de eis dat de aanvangsdrukspanning moet worden beperkt tot - 0,75 * f'_{CK}:

$$\sigma'_{V,Y} = -\frac{F_{PI,V,Y}}{A_{V,Y}} \geq -0{,}75 * 27 = -20{,}25 \text{ Nmm}^{-2}$$

$F_{PI,V,Y} \leq 66015000$ N

Voor voorspankwaliteit FeP1860 geldt $\sigma_{PI,Y} = 1350$ Nmm^{-2}. De benodigde doorsnede van het voorspanstaal bedraagt:

$A_{P,V,Y} \geq 10764873 / 1350 = 7974$ mm^2

Platen

Wanden

Onderste Buitenplaat (W1)

De grootste zijwaarts gerichte belasting treedt op in fase 14 (afzinken (onderstuk)), fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen). Deze belastinggevallen zijn daarom maatgevend voor de dimensionering van de onderste buitenplaat. De onderste buitenplaat wordt in deze belastinggevallen aan de buitenzijde door rivierwater en aan de binnenzijde door ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de onderste buitenplaat:

Naar binnen:	$q_{W,BU,1,Y}$	= (11,70 – 2,40) * 10	= 93,00 kNm^{-2}
	$q_{W,BU,2,Y}$	= (11,70 – 2,40 – 4,75) * 10	= 45,50 kNm^{-2}
Naar buiten:	$q_{B,1,Y}$	= 4,75 * 10	= 47,50 kNm^{-2}
	$q_{B,2,Y}$	=	= 0,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de onderste buitenplaat:

$q_{D,1,Y}$ = 1,1 * 93 – 0,9 * 47,50 = 60 kNm^{-2}
$q_{D,2,Y}$ = 1,1 * 45,50 = 50 kNm^{-2}

l_Z / l_X = 1,12

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Z}$ = 0,001 * 53 * 50 * 4,24^2 = 47,64 kNm/m
$m_{V,Z}$ = 0,001 * 17 * 50 * 4,24^2 = 15,28 kNm/m

Σm_Z = + 47,64 + 15,28 + 0,50 * 2,23^2 * 50 - 2,23 * $f_{R,D,1,Y}$ = 0
$f_{R,D,1,Y}$ = 84 kN/m

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z}$ = 0,029 * 10 * 4,75^2 = 6,54 kNm/m
$m_{S,2,Z}$ = 0,014 * 10 * 4,75^2 = 3,16 kNm/m

Σm_Z = + 6,54 - 3,16 + 2 / 3 * 0,50 * 4,75^2 * 10 - 4,75 * $f_{D,D,2,Y}$ = 0
$f_{D,D,2,Y}$ = 17 kN/m

$f_{D,Y}$ = 84 + 17 = 101 kN/m

$\tau_{D,Y}$ = 101000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,37 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de onderste buitenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen. Hiermee is eveneens aangetoond dat de onderste binnenplaat ook voldoet. Deze wordt namelijk minder zwaar belast.

Bovenste Binnenplaat (W2)

De grootste zijwaarts gerichte waterbelasting treedt op in fase 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van de bovenste binnenplaat. De bovenste binnenplaat wordt in dit belastinggeval aan de buitenzijde door ballastwater en aan de binnenzijde door ballastbeton belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de bovenste binnenplaat:

Naar binnen: $q_{W,BU,1,Y} = 4,75 * 10 = 47,50\ kNm^{-2}$

Naar buiten: $q_{B,1,Y} = 4,75 * 25 = 118,75\ kNm^{-2}$

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de bovenste binnenplaat:

$q_{D,1,Y} = 1,1 * 118,75 - 0,9 * 47,50 = 88\ kNm^{-2}$

$l_Z / l_X = 1,12$

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z} = 0,029 * 88 * 4,75^2 = 57,58\ kNm/m$

$m_{S,2,Z} = 0,014 * 88 * 4,75^2 = 27,80\ kNm/m$

$\Sigma m_Z = + 57,58 - 27,80 + 2 / 3 * 0,50 * 4,75^2 * 88 - 4,75 * f_{D,D,2,Y} = 0$

$f_{D,D,2,Y} = 146\ kN/m$

$\tau_{D,Y} = 146000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,54\ Nmm^{-2}/m$

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de bovenste binnenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen. Hiermee is eveneens aangetoond dat de bovenste buitenplaat ook voldoet. Deze wordt namelijk minder zwaar belast.

Tussenplaat (W3)

Maatgevend voor de tussenplaat is de situatie dat deze belast wordt door ballastbeton. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de tussenplaat:

Neerwaarts: $q_{T,Z} = 0,30 * 25 = 7,50\ kNm^{-2}$

$q_{B,Z} = 4,75 * 25 = 118,75\ kNm^{-2}$ +

$126,25\ kNm^{-2}$

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de tussenplaat:

$q_{D,Z} = 1,1 * 126,25 = 139\ kNm^{-2}$

$l_X / l_Y = 3,03$

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,X} = 0,001 * 49 * 139 * 1,40^2 = 13,35\ kNm/m$

$m_{V,X} = 0,001 * 10 * 139 * 1,40^2 = 2,72\ kNm/m$

$\Sigma m_X = + 13,35 + 2,72 + 0,50 * 2,12^2 * 139 - 2,12 * f_{R,D,1,Z} = 0$

$f_{R,D,1,Z} = 155$ kN/m

$\tau_{D,Z} = 155000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,57$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} < \tau_{1,D}$, dus OK

De twee zwaarst belaste zijden van de tussenplaat voldoen. Hiermee is aangetoond dat de overige twee zijden eveneens voldoen.

Vloer

Bovendek (V1)

Er moet zorg voor gedragen worden dat de aansluiting tussen de bovenzijde van de ballastbeton in de vloercompartimenten en de onderzijde van de platen in het bovendek van de vloer gerealiseerd kan worden. Hiervan uitgaande is fase 7 (vollopen bouwdok (bovenstukken opgedreven)) het maatgevende belastinggeval voor de platen van het bovendek. Het bovendek wordt in deze belastinggevallen aan de bovenzijde door het materieel voor het ballasten van het onderstuk en ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het bovendek:

Neerwaarts:	$q_{BD,Z} = 0,30 * 25$	=	7,50 kNm^{-2}
	$q_G = 0,30 * 18$	=	5,40 kNm^{-2}
	$q_{W,BI,Z} = 5,47 * 10$	=	54,70 kNm^{-2} +
			67,60 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het bovendek:

$q_{D,Z} = 1,1 * 67,60 = 74$ kNm^{-2}

$l_Y / l_X = 1,12$

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,X} = 0,001 * 58 * 74 * 4,24^2 = 77,16$ kNm/m

$m_{V,X} = 0,001 * 23 * 74 * 4,24^2 = 30,60$ kNm/m

$\Sigma m_X = + 77,16 + 30,60 + 0,50 * 2,12^2 * 74 - 2,12 * f_{R,D,1,Z} = 0$

$f_{R,D,1,Z} = 129$ kN/m

$\tau_{D,Z} = 129000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,48$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} < \tau_{1,D}$, dus OK

Aangezien alle zijden even zwaar belast worden, is hiermee aangetoond dat alle zijden voldoen.

Onderdek (V2)

De plaat onder het tweede vloercompartiment in doorsnede y-y is maatgevend voor de dimensionering van het onderdek. De grootste opwaarts gerichte grondbelasting treedt op in fase 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)). Dit belastinggeval is daarom maatgevend voor de dimensionering van het onderdek van de vloer. Het onderdek wordt in deze belastinggevallen aan de bovenzijde door ballastbeton en aan de onderzijde door de opwaartse grond- en waterbelasting belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het onderdek van de vloer:

Opwaarts: $q_{O,1,Z}$ = 891 / 4,54 + 11,70 * 10 = 313 kNm^{-2}

$q_{O,2,Z}$ = 268 / 4,54 + 11,70 * 10 = 176 kNm^{-2}

Neerwaarts: $q_{OD,Z}$ = 0,30 * 25 = 7,50 kNm^{-2}

$q_{B,Z}$ = 1,80 * 25 = 45,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op het onderdek van de vloer:

$q_{Z,D,1}$ = 1,1 * 313 – 0,9 * (7,50 + 45,00) = 297 kNm^{-2}

$q_{Z,D,2}$ = 1,1 * 176 – 0,9 * (7,50 + 45,00) = 146 kNm^{-2}

$I_Y / I_X = 1,12$

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Y}$ = 0,001 * 53 * 146 * $4,24^2$ = 139,11 kNm/m

$m_{V,Y}$ = 0,001 * 17 * 146 * $4,24^2$ = 44,62 kNm/m

Σm_Y = - 139,11 – 44,62 – 0,50 * $2,38^2$ * 146 + 2,38 * $f_{R,D,1,Z}$ = 0

$f_{R,D,1,Z}$ = 251 kN/m

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Y}$ = 0,0300 * 151 * $4,76^2$ = 102,64 kNm/m

$m_{S,2,Y}$ = 0,0141 * 151 * $4,76^2$ = 48,24 kNm/m

Σm_Y = - 102,64 + 48,24 – 2 / 3 * 0,50 * $4,76^2$ * 151 + 4,76 * $f_{D,D,2,Z}$ = 0

$f_{D,D,2,Z}$ = 251 kN/m

$f_{D,Z}$ = 251 + 251 = 502 kN/m

$\tau_{D,Z}$ = 502000 / (1000 * 0,9 * 300) = 1,86 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} > \tau_{1,D}$, dus niet OK

Dit wordt opgelost door de dikte van het onderdek plaatselijk te vergroten (vout). De benodigde nuttige hoogte d bedraagt:

d = 502000 / (1000 * 0,9 * 0,66) = 845 mm

Uit [Horst, van der; 1989] blijkt dat de vormgeving van een vout ideaal is onder een helling van 1:3. De vout wordt doorgezet tot 3 * (845 / 0,9 – 300) = 1917 mm.

Uit het verticale evenwicht volgt voor de andere zijde van de plaat:

$f_{D,D,2,Z}$ = 108 kN/m

$f_{D,Z}$ = 108 + 251 = 359 kN/m

$\tau_{D,Z}$ = 359000 / (1000 * 0,9 * 300) = 1,33 Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Z} > \tau_{1,D}$, dus niet OK

Dit wordt opgelost door de dikte van het onderdek plaatselijk te vergroten (vout). De benodigde dikte bedraagt:

d = 359000 / (1000 * 0,9 * 0,66) = 604 mm

Uit [Horst, van der; 1989] blijkt dat de vormgeving van een vout ideaal is onder een helling van 1:3. De vout wordt doorgezet tot 3 * (604 / 0,9 – 300) = 1115 mm.

Het gewicht van de vouten (linker- en rechterzijde) wordt gedacht binnen $G_{O,M,2}$ te vallen.

Buitenplaat (V3)

De grootste zijwaarts gerichte belasting treedt op in fase 14 (afzinken (onderstuk)), fase 15 (ballasten tot veiligheid) en fase 16 (ondermortelen). Deze belastinggevallen zijn daarom maatgevend voor de dimensionering van de buitenplaat van de vloer. De buitenplaat wordt in deze belastinggevallen aan de buitenzijde door rivierwater en aan de binnenzijde door ballastwater belast. In de bruikbaarheidsgrenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat van de vloer:

Naar binnen:	$q_{W,BU,1,Y}$	= (11,70 – 0,30) * 10	= 114,00 kNm^{-2}
	$q_{W,BU,2,Y}$	= (11,70 – 2,10) * 10	= 96,00 kNm^{-2}
Naar buiten:	$q_{B,1,Y}$	= 1,80 * 10	= 18,00 kNm^{-2}
	$q_{B,2,Y}$	=	= 0,00 kNm^{-2}

In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de buitenplaat van de vloer:

$q_{D,1,Y}$ = 1,1 * 114 – 0,9 * 18 = 193 kNm^{-2}

$q_{D,2,Y}$ = 1,1 * 96 = 106 kNm^{-2}

I_X / I_Z = 2,36

rechthoekige belasting (Tabel XXIV-2):

$m_{S,Z}$ = 0,001 * 83 * 106 * $1,80^2$ = 28,51 kNm/m

$m_{V,Z}$ = 0,001 * 42 * 106 * $1,80^2$ = 14,42 kNm/m

Σm_Z = + 28,51 + 14,42 + 0,50 * $0,90^2$ * 106 - 0,90 * $f_{R,D,1,Y}$ = 0

$f_{R,D,1,Y}$ = 95 kN/m

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z} = 0,051 * 87 * 1,80^2 = 14,38$ kNm/m
$m_{S,2,Z} = 0,034 * 87 * 1,80^2 = 9,58$ kNm/m

$\Sigma m_Z = + 14,38 - 9,58 + 2 / 3 * 0,50 * 1,80^2 * 87 - 1,80 * f_{D,D,2,Y} = 0$
$f_{D,D,2,Y} = 55$ kN/m

$f_{D,Y} = 95 + 55 = 150$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 150000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,56$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de buitenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Binnenplaat (V4)

De grootste zijwaarts gerichte belasting op de binnenplaat treedt op als het ene met ballastwater en het andere compartiment met ballastbeton gevuld is. Deze belastinggevallen zijn daarom maatgevend voor de dimensionering van de binnenplaat van de vloer. In de uiterste grenstoestand bedraagt de resulterende belasting op de binnenplaat van de vloer:

$q_{D,Y} = 1,80 * (1,1 * 25 - 0,9 * 10) = 33$ kNm^{-2}

$l_X / l_Z = 2,36$

driehoekige belasting (Tabel XXIV-3):

$m_{S,1,Z} = 0,051 * 33 * 1,80^2 = 5,45$ kNm/m
$m_{S,2,Z} = 0,034 * 33 * 1,80^2 = 3,64$ kNm/m

$\Sigma m_Z = + 5,45 - 3,64 + 2 / 3 * 0,50 * 1,80^2 * 33 - 1,80 * f_{D,D,2,Y} = 0$
$f_{D,D,2,Y} = 21$ kN/m

$\tau_{D,Y} = 21000 / (1000 * 0,9 * 300) = 0,08$ Nmm^{-2}/m

$\tau_{D,Y} < \tau_{1,D}$, dus OK

De zwaarst belaste zijde van de binnenplaat voldoet. Hiermee is aangetoond dat de overige drie zijden eveneens voldoen.

Wapening

Liggers (Doorsnede X-X)

Buiging en Normaalkracht

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in x-richting is fase 15 (ballasten tot veiligheid). In de uiterste grenstoestand bedragen $N_{U,X}$ = 2 * - 4971 = - 9942 kN en $T_{U,X}$ = 2 * - 46183 = - 92366 kNm. Deze gegevens invullen in vergelijking XIX.35 levert:

$\sigma'_{U,B,X}$ = - 0,23 + 1,08 – 0,58 + 0,58 = + 0,85 Nmm^{-2}

De wapeningsdoorsnede kan nu bepaald worden:

M_D = 0,85 * 85,83 * 10^9 = 7,30 * 10^{10} Nmm = 7,30 * 10^4 kNm

$z_U = 0,80 * L_{O,Z} = 0,80 * 12,50 = 10,00$ m

Fs = (7,30 * 10^4) / 10 = 7,30 * 10^3 kN

A_S = (7,30 * 10^3) / 435 = 17 mm^2

Er blijkt vrijwel geen buigwapening nodig te zijn. In de u-ligger wordt in x-richting het minimum wapeningspercentage $\omega_{0,MIN}$ toegepast. Dit leidt tot:

A_S = (0,21 / 100) * 44,09 * 10^6 = 92589 mm^2 (hele U-doorsnede)

Afschuiving

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in z-richting is fase 15 (ballasten tot veiligheid). In de uiterste grenstoestand bedraagt $D_{W,Y}$ = 2 * - 2887 = - 5774 kN.

τ_D = 5774000 / (2400 * 1850) = 1,30 Nmm^{-2}

Er is schuifwapening nodig in de I-ligger.

D_B = 0,66 * 2400 * 1850 = 2930 kN

D_S = 5774 – 2930 = 2844 kN

Schuifwapening:

A_S = 2844000 / 435 = 6538 mm^2

θ = 30 °

$z_U \cdot \cot\theta$ = 1832 * cot(30) = 3173 mm

$\frac{A_{S,L}}{t}$ = 6538 / 3173 = 2,06 mm^2 / mm

Liggers (Doorsnede Y-Y)

Wanden

Buiging en Normaalkracht

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in z-richting is fase 14 (afzinken (onderstuk)). In de uiterste grenstoestand bedragen $N_{W,Z}$ = - 1282 kN en $T_{W,Z}$ = + 5325 kNm. De normaalkracht $N_{W,Z}$ is relatief klein en wordt verwaarloosd. De wapening in z-richting wordt gedimensioneerd op basis van buiging. Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 5325 kNm

d = 1,85 m = 1850 mm

m_D = 5597 / (4,54 * $1,85^2$ * 27) = 13

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

x_U = 31 mm < 300 mm, dus OK

z_U = 1832 mm

ω_0 = 0,08 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = 1{,}5 \cdot \omega_0$ = 0,12 %

A_S = (0,12 / 100) * 4540 * 1850 = 10079 mm^2 (trekflens wanddoorsnede)

Voor de rest van de doorsnede kan eveneens een geometrisch wapeningspercentage van 1,5 * ω_0 = 0,12 % worden toegepast. Dit leidt tot:

A_S = (0,12 / 100) * 1778000 = 2134 mm^2 (rest wanddoorsnede)

Afschuiving

Het maatgevende belastinggeval voor de dimensionering van de wapening in y-richting is fase 14 (afzinken). In de uiterste grenstoestand bedraagt $D_{W,Y}$ = - 1410 kN.

T_D = 1410000 / (300 * 1850) = 2,54 Nmm^{-2}

$T_1 < T_D < T_2$

Er is schuifwapening nodig in de I-ligger.

D_B = 0,66 * 300 * 1850 = 366 kN

D_S = 1410 – 366 = 1044 kN

Schuifwapening:

A_S = 1044000 / 435 = 2400 mm^2

θ = 30 °

$z_U \cdot \cot\theta$ = 1832 * cot(30) = 3173 mm

$\frac{A_{s,L}}{t}$ = 2400 / 3173 = 0,76 mm^2 / mm

Vloer

Buiging en Normaalkracht

Door de voorspanning en de waterdruk staat de gehele doorsnede van de vloer altijd onder druk. Het minimum wapeningspercentage $\omega_{0,MIN}$ wordt toegepast. Dit leidt tot:

A_s = (0,21 / 100) * 3270000 = 6867 mm^2

Afschuiving

De maatgevende belastinggevallen voor de dimensionering van de wapening in z-richting zijn fase 17 (aanbrengen ballastbeton (onderstuk)) en fase 18 (verwijderen schotten (onderstuk)). In de uiterste grenstoestand bedraagt $D_{W,Z}$ = - 2532 kN.

τ_D = 2532000 / (300 * 2250) = 3,75 Nmm^{-2}

$\tau_1 < \tau_D < \tau_2$

Er is schuifwapening nodig in de I-ligger.

D_B = 0,66 * 300 * 2250 = 446 kN
D_S = 2532 – 446 = 2086 kN

Schuifwapening:

A_s = 2086000 / 435 = 4795 mm^2

θ = 30 °
$z_U \cdot \cot\theta$ = 2228 * cot(30) = 3859 mm

$\frac{A_{s,L}}{t}$ = 4795 / 3859 = 1,24 mm^2 / mm

Platen

Wanden

Onderste Buitenplaat (W1)

$m_{s,z}$ = 47,64 kNm/m
$m_{s,1,z}$ = 6,54 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 47,64 + 6,54 = 54,18 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 54,18 / (1 * 0,27^2 * 27) = 28

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,19 % < $\omega_{0,MIN}$, dus ω_0 = $\omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

Bovenste Binnenplaat (W2)

$m_{S,1,Z}$ = 57,58 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 57,58 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 57,58 / (1 * 0,27^2 * 27) = 29

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,19 % < $\omega_{0,MIN}$, dus ω_0 = $\omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

Tussenplaat (W3)

$m_{S,X}$ = 13,35 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 13,35 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 13,35 / (1 * 0,27^2 * 27) = 7

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,05 % < $\omega_{0,MIN}$, dus ω_0 = 1,5·ω_0 = 0,08 %

A_S = (0,08 / 100) * 1000 * 270 = 216 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 432 mm^2/m

Vloer

Bovendek (V1)

$m_{S,X}$ = 77,16 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 77,16 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 77,16 / (1 * 0,27^2 * 27) = 39

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,24 % > $\omega_{0,MIN}$

A_S = (0,24 / 100) * 1000 * 270 = 648 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1296 mm^2/m

Onderdek (V2)

$m_{S,Y}$ = 139,11 kNm/m
$m_{S,1,Y}$ = 102,64 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 139,11 + 102,64 = 241,75 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 241,75 / (1 * 0,27^2 * 27) = 123

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,82 % > $\omega_{0,MIN}$

A_S = (0,82 / 100) * 1000 * 270 = 2214 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 4428 mm^2/m

Buitenplaat (V3)

$m_{S,Z}$ = 28,51 kNm/m
$m_{S,1,Z}$ = 14,38 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 28,51 + 14,38 = 42,89 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 42,89 / (1 * 0,27^2 * 27) = 22

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,14 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = \omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2/m

Binnenplaat (V4)

$m_{S,1,Z}$ = 0,051 * 33 * 1,80^2 = 5,45 kNm/m

Er dient gebruik gemaakt te worden van Tabel XXIV-4.

M_D = 5,45 kNm/m

d = 0,27 m = 270 mm

m_D = 5,45 / (1 * 0,27^2 * 27) = 3

Hieruit volgt met behulp van Tabel XXIV-4:

ω_0 = 0,00 % < $\omega_{0,MIN}$, dus $\omega_0 = \omega_{0,MIN}$ = 0,21 %

A_S = (0,21 / 100) * 1000 * 270 = 567 mm^2/m

Deze wapening moet aan beide zijden van de plaat worden toegepast: A_S = 1134 mm^2.

BIJLAGE XXV

Handberekening "Transport"

TOELICHTING

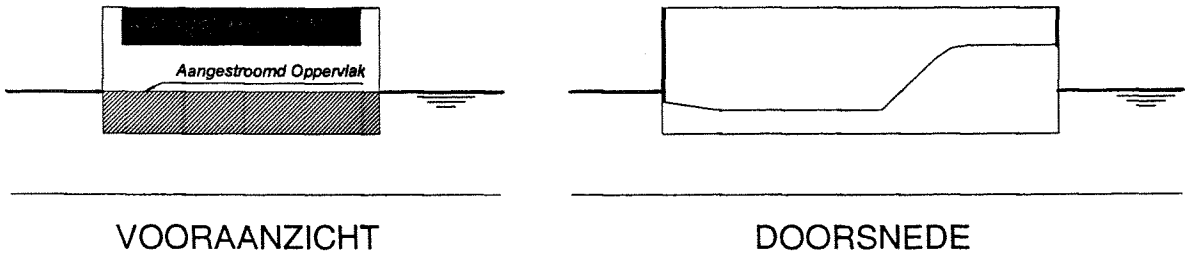
Tijdens transport moeten de duw- en sleepboot de weerstand van het water en de wind overwinnen. Deze weerstand kan voor beide media als volgt worden uitgedrukt [Kuijper, 1998]:

$$A_O = L_Y \cdot L_Z \qquad \text{(XXV.1)}$$

$$F_D = 0{,}5 \cdot C_D \cdot \rho_W \cdot U^2 \cdot A_O \qquad \text{(XXV.2)}$$

Hierin is:

A_O	aangestroomd oppervlak constructie-element	
L_Y	externe y-afmeting aangestroomd oppervlak	
L_Z	externe z-afmeting aangestroomd oppervlak	
U	snelheid	
ρ_W	volumiek gewicht	
C_D	sleepcoëfficiënt	= 1,50



Figuur XXV-1: *Aangestroomd Oppervlak*

Het benodigde vermogen om een constructie-element te transporteren, wordt bepaald door de ongunstigste combinatie van de stroomsnelheid van het rivierwater (sneller is ongunstiger) en het aangestroomde oppervlak (groter is ongunstiger) (zie Figuur XXV-1). Het bovenstuk van de vaste drempel blijkt de ongunstigste combinatie te leveren. Het bovenstuk van de vaste drempel heeft de laagste ondergrens (grootste stroomsnelheid van het rivierwater) van het transport- en afzinkvenster, namelijk 5% (zie Tabel 3-12). Bij deze ondergrens hoort een afvoer van 1159 m^3s^{-1} (zie Bijlage XVIII). Deze afvoer levert een gemiddelde stroomsnelheid van 0,65 ms^{-1} benedenstrooms van de huidige stuw 2. Het aangestroomde oppervlak van het bovenstuk van de vaste drempel is van dezelfde orde van grootte als dat van de onderstukken van de hoge en lage drempels. Daarnaast moet er rekening gehouden worden met tegenwind van 13,40 ms^{-1} (zie §2.2.3). De daling van de waterspiegel rond het constructie-element is verwaarloosbaar vanwege de lage transportsnelheid. Deze transportsnelheid wordt bepaald ten opzichte van de oever. De minimaal benodigde capaciteit van de duw- of sleepboot wordt bepaald bij een transportsnelheid van 0,00 ms^{-1}. De constructie-elementen mogen immers nooit terugdrijven. De benodigde sleepkracht wordt bepaald door de weerstand van het water en de wind te sommeren. Tijdens transport van Leetsdale naar de projectlocatie (38,4 km) moeten drie sluizen (inclusief de sluis in stuwcomplex 2) gepasseerd worden. Er wordt aangenomen dat het passeren van één sluis een uur kost.

RESULTATEN

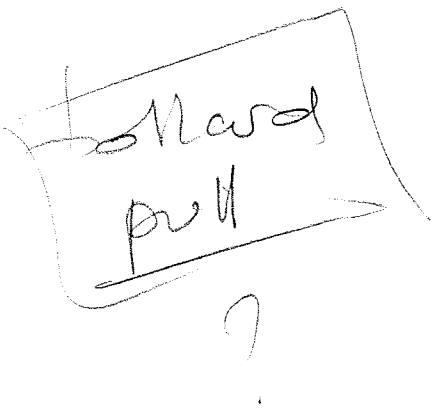
$v_{TRANSPORT}$ (ms^{-1})	0,00	0,50	1,00	1,50
$F_{D,W}$ (kN)	35	109	225	382
$F_{D,T}$ (kN)	25	27	29	31
F_D (kN)	60	136	254	413

Tabel XXV-1: *Benodigde Sleepkracht Onderstuk lage Drempel bij verschillende Transportsnelheden*

$v_{TRANSPORT}$ (ms^{-1})	0,50	1,00	1,50
t (u)	38400 / (0,50 * 3600) + 3 = 24,33	38400 / (1,00 * 3600) + 3 = 13,67	38400 / (1,50 * 3600) + 3 = 10,11

Tabel XXV-2: *Transporttijd*

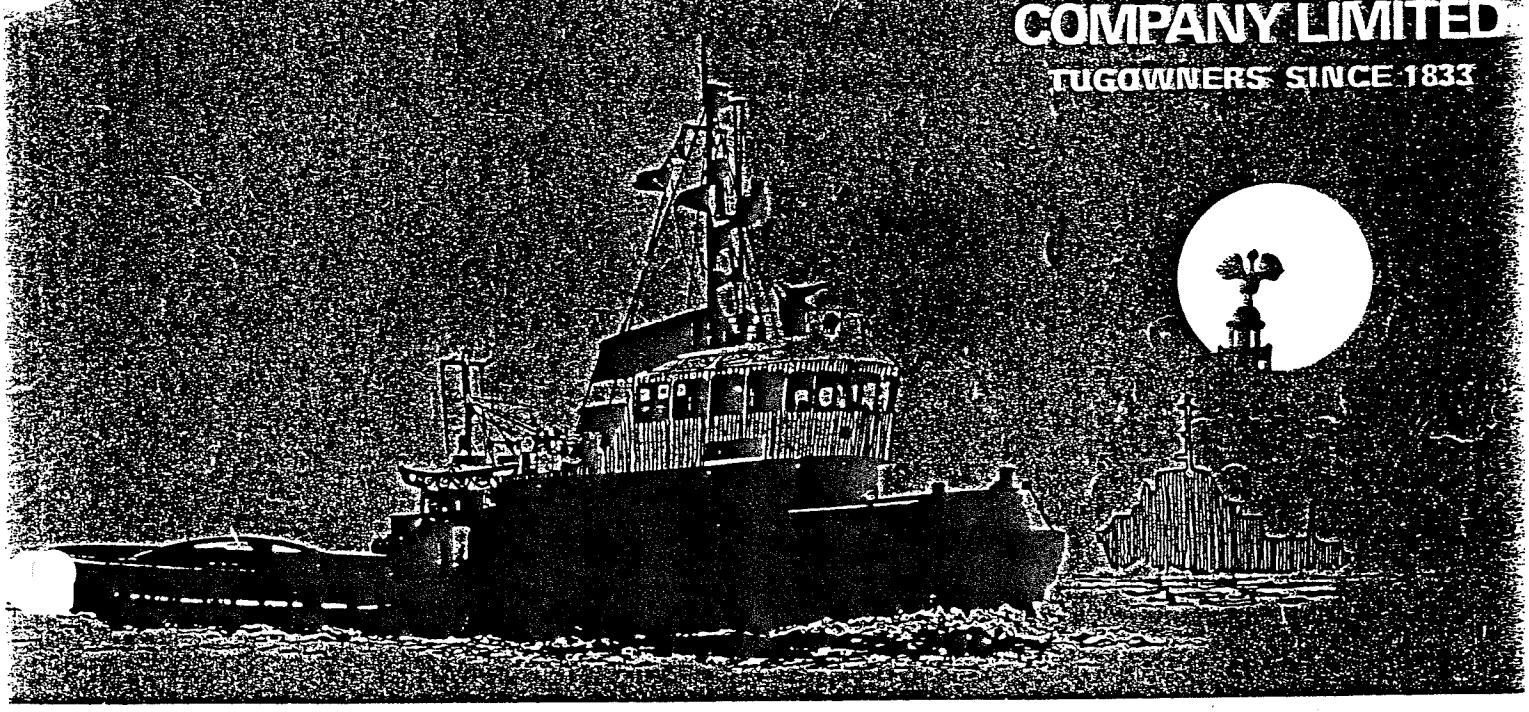
De transportsnelheid moet hoger liggen dan 1,00 ms^{-1} om het transport en afzinken binnen een dag te voltooien.



hbw w.o.b. archief | jaar: 19
U.D.C. 629.124.2 : SLEEPBOTEN

THE ALEXANDRA TOWING COMPANY LIMITED

TUGOWNERS SINCE 1833



051-227 2151 **SERVICE 24 HOURS A DAY** **Telex 627265**

LIVERPOOL
Castle Chambers
43 Castle Street
Liverpool L2 9TA
Telex: 627265
Telephone: 051-227 2151

SOUTHAMPTON
Alexandra House
10/11 Queens Terrace
Southampton S01 1BP
Telex: 47368
Telephone: 0703 23677

SWANSEA & PORT TALBOT
Kings Dock
Swansea SA1 1RJ
Telex: 48192
Telephone: 0792 53041

GIBRALTAR
3-28 South Barrack Road
Gibraltar
Telex: 2004
Telephone: Gibraltar 2903

Telegraphic Address: TOWAGE

LONDON
The Alexandra Towing Co. (London) Ltd
Alexandra House
Gravesend
Kent DA12 2DJ
Telex: 965558
Telephone: 0474 4227

FELIXSTOWE
The Alexandra Towing Co. (Felixstowe) Ltd
Trelawny House
Felixstowe Dock
Suffolk 1P11 8SB
Telex: 98444
Telephone: Felixstowe 4501

TUGS STATION						BHP	SPEED KNOTS	BOLLARD PULL-TONS	DIMENSIONS Length	Max. Draft
LIVERPOOL										
Wellington	1977	S	K	W	CP	3500	13.50	54	112'	16.9'
Alfred	1972	S	K	W	.	2190	13.25	40	105'	16.6'
Crosby	1972	S	K	W	.	2190	13.25	40	105'	16.6'
Albert	1972	S	K	W	.	2190	13.25	40	105'	16.6'
Huskisson	1967	S	.	W	.	1750	13.00	22	106'	13.0'
Salthouse	1966	S	.	W	.	1400	11.00	20	108'	12.6'
Trafalgar	1966	S	.	W	.	1350	12.00	21	103'	13.6'
Nelson	1966	S	.	.	D	1350	12.00	21	103'	13.6'
Brocklebank	1965	S	.	.	D	1200	12.00	18	103'	13.6'
Langton	1964	S	.	.	D	1200	12.00	18	103'	13.6'
Hornby	1964	S	.	.	D	1300	12.00	18	106'	12.6'
Canada	1960	.	.	.	.	1000	10.00	18	95'	13.0'
Gladstone	1960	.	.	.	.	1000	10.00	18	95'	13.0'
Formby	1960	.	.	.	.	1000	10.00	18	95'	13.0'
Collingwood	1959	.	.	.	.	1100	11.00	20	101'	13.0'
Morpeth	1958	.	.	.	.	1100	11.00	20	101'	13.0'
Cherry	1963	.	.	.	.	350	9.00	5	65'	8.8'
Wapping	1959	S	.	.	.	960	11.00	14	98'	12.6'
SWANSEA & PORT TALBOT										
Waterloo	1977	S	K	W	CP	3500	13.50	54	112'	16.9'
Victoria	1972	S	K	W	.	2190	13.25	40	105'	16.6'
Margam	1970	S	K	W	.	2190	13.75	40	112'	15.8'
Mumbles	1969	S	K	W	.	2190	13.25	40	112'	15.9'
Alexandra	1963	.	K	.	CP	1000	11.50	15	100'	12.6'
Herculaneum	1962	.	K	.	CP	1000	11.50	15	100'	12.6'
Gower	1961	.	.	.	CP	900	11.00	12	95'	12.6'
Talbot	1961	.	.	.	CP	900	11.00	12	95'	12.6'
Rana	1951	.	.	.	.	750	10.00	10	86'	10.9'
SOUTHAMPTON										
Ventnor	1964	S	.	W	.	1200	12.00	18	103'	13.6'
Brockenhurst	1964	S	.	W	.	1200	12.00	18	103'	13.6'
Romsey	1964	S	.	.	D	1200	12.00	18	103'	13.6'
Coburg	1967	S	.	W	.	1750	13.00	22	106'	13.0'
North Loch	1959	.	.	.	.	1350	12.00	16	104'	13.0'
Ower	1963	.	.	.	.	350	9.00	5	71'	6.4'
GIBRALTAR										
North Isle	1959	.	.	.	.	1350	12.00	16	104'	13.0'

WELLINGTON AND WATERLOO ARE CLASSED FOR WORLD WIDE TOWAGE AND HAVE FULL FIRE FIGHTING CAPABILITY

S The sphere of operations of the seagoing tugs is within the Home Trade Limits. All these tugs are equipped with Radar, R/T, VHF and Echo Sounders.
W Fresh Water Carried.
D Oil Dispersal Detergent Carried.
K Kort Rudders.
CP Controllable Pitch Propellers.

FLAT TOP PONTOONS AVAILABLE FOR HIRE BASED AT LIVERPOOL

THE DISPOSITION OF THE FLEET IS SUBJECT TO CHANGE WITHOUT NOTICE

***NEW TUGS BUILDING, DELIVERY 1977**

2 TUGS at 40 Tons BOLLARD PULL

The Alexandra Towing Co. (London) Ltd.

TUGS STATION						BHP	SPEED KNOTS	BOLLARD PULL-TONS	DIMENSIONS Length	Max. Draft
GRAVESEND										
Sun XXVII	1968	F	S	.	.	2100	12.00	21	115′	13′ 8″
Sun XXVI *	1965	F	S	.	.	2100	12.00	21	115′	13′ 6″
Sun XXV *	1963	F	S	.	.	2100	12.00	21	115′	13′ 9″
Hibernia	1963	F	S	.	.	1800	12.00	30	118′	16′ 6″
Avenger	1962	F	S	.	.	1800	12.00	30	118′	16′ 6″
Sun XXI	1959	.	S	.	.	1610	13.00	19	107′	14′ 0″
Moorcock	1959	F	S	.	.	1600	12.00	16	113′	15′ 6″
Dhulia	1959	F	S	.	.	1600	12.00	16	113′	15′ 6″
Vanquisher	1955	F	S	.	.	1600	12.00	16	113′	15′ 6″
Sun II	1965	.	.	.	.	1400	12.00	18	92′	13′ 4″
Sun III	1966	.	.	.	.	1340	12.00	18	92′	12′ 6″
Sun XXIII	1961	.	.	.	.	1210	11.00	16	93′	13′ 0″
Sun XX	1957	F	.	.	.	1210	12.00	16	105′	14′ 6″
Sun XIX	1956	F	.	.	.	1210	12.00	16	107′	14′ 0″
Burma	1967	.	.	.	.	1050	12.00	16	101′	13′ 1″
Watercock	1967	.	.	.	.	1050	12.00	15	101′	13′ 1″
Fossa	1961	.	.	.	.	1000	10.00	12	86′	11′ 7″
Ionia	1960	.	.	T	.	960	11.00	22	90′	13′ 3″
Sun XXIV	1962	.	.	.	.	720	12.00	10	87′	11′ 6″
Sun Essex	35 Tons BOLLARD PULL FULL FIRE FIGHTING CAPABILITY									
Sun Kent	FOR DELIVERY 1977									

75 Pkt per ton

The Alexandra Towing Co. (Felixstowe) Ltd.

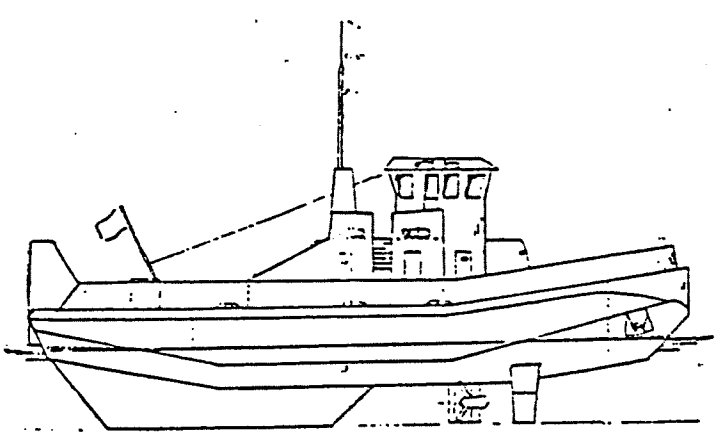
FELIXSTOWE										
Sauria	1968	F	S	.	.	1350	12.00	18	101′	13′ 3″
Deben	1960	.	S	.	.	1610	13.00	19	107′	14′ 0″
Egerton	1965	.	S	.	W	1200	12.00	18	103′	13′ 6″

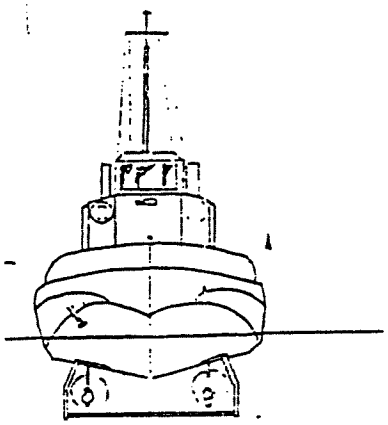
S The sphere of operations of the seagoing tugs is within the Home Trade Limits.
All these tugs are equipped with Radar, R/T, VHF and Echo Sounders.
W Fresh Water Carried.
D Oil Dispersal Detergent Carried.
CP Controllable Pitch Propellers.
T Towmaster Nozzles.
F Fitted with Fire Fighting Equipment.
* Being converted to Towmaster nozzles giving a bollard pull of about 30 tons
Vanquisher and Sun XX are licensed to carry passengers.

6 ENCLOSURES

6 0202 . TUGBOATS SCH

SCHOTTEL TUGS





M. T "LASHETTE"

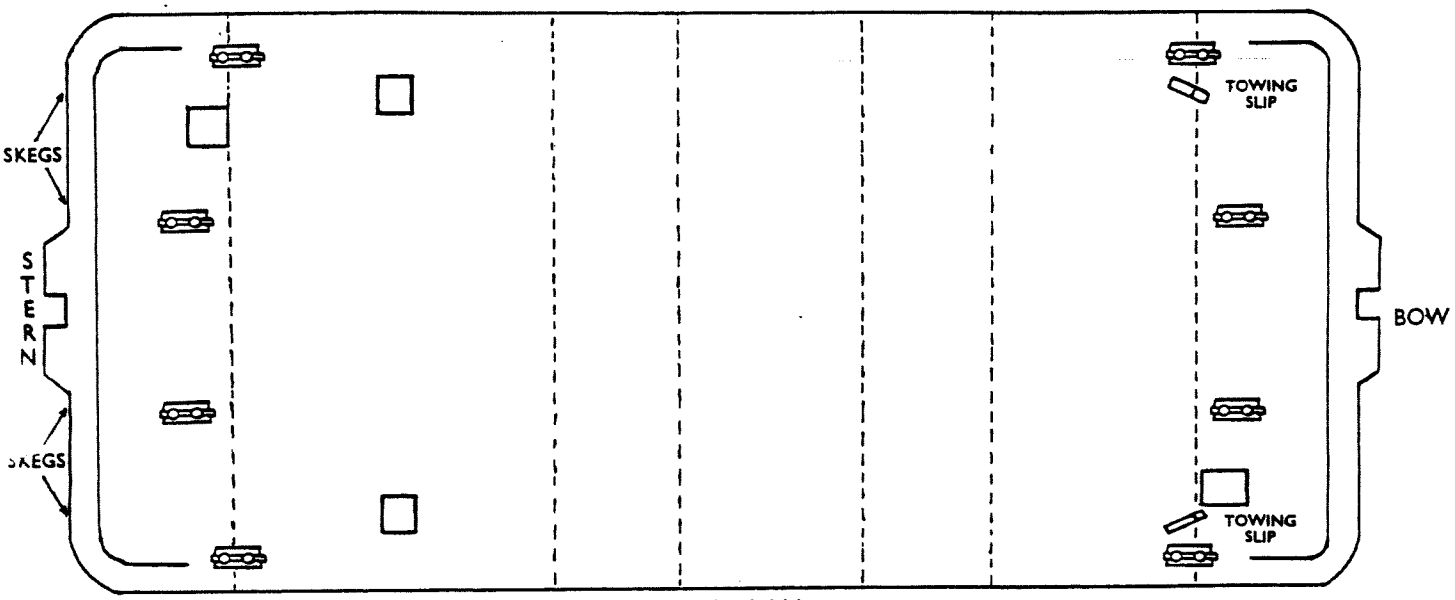
MAIN DIMENSIONS

LENGTH OVERALL	79'-8"	(24.28 m)
BREADTH	28'-0"	(8.54 m)
NORMAL DRAFT	8'-6"	(2.59 m)
AIR DRAFT	9'-3"	(5.87 m)
POWER	2 x 365 BHP	
FUEL CAPACITY	8 tons	
BOLLARD PULL	7.5 tons	

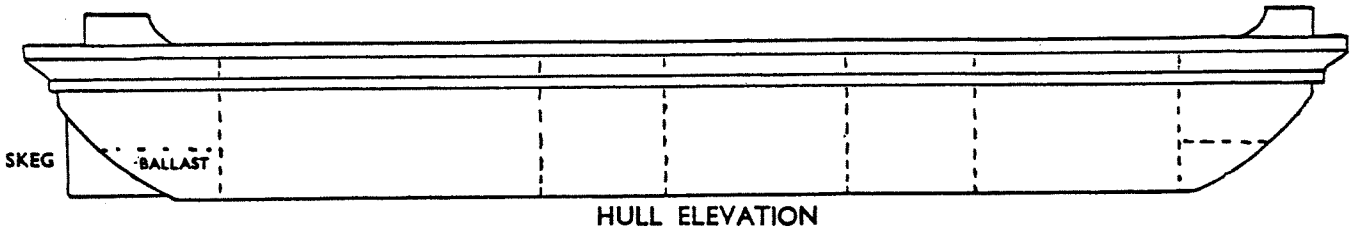
THE ALEXANDRA TOWING CO. LTD.

Castle Chambers, 43 Castle Street, Liverpool L2 9TA Telex: 627265 Telephone: 051-227 2151

FLAT TOP PONTOONS



DECK PLAN



HULL ELEVATION

FLAT TOP PONTOON No. 8

MAXIMUM LOAD APPROX.
400 TONS

MAXIMUM POINT LOADING
5 TONS OVER 3 FRAMES
i.e. about 1 metre

PERMANENT BALLAST
20 TONS IN AFTER TANK

GROSS TONNAGE 316.04

NET TONNAGE 284.37

Length	88′	26.83 m
Breadth	39′	11.89 m
Depth	10′ 6″	3.20 m
Light Draft	3′ 3″	1.00 m

Summer Freeboard 487 mm

FLAT TOP PONTOON No. 1

MAXIMUM LOAD APPROX.
400 TONS

MAXIMUM POINT LOADING
5 TONS OVER 3 FRAMES
i.e. about 1 metre

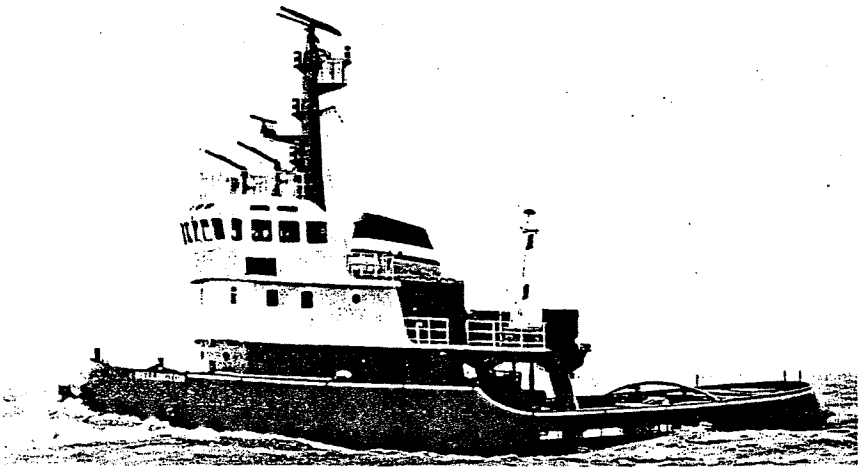
GROSS TONNAGE 350.47

NET TONNAGE 333.40

Length	105′	32.00 m
Breadth	35′ 4″	10.77 m
Depth	10′ 6″	3.20 m

Freeboard 1.1 metres

Fitted with Windlass and two Mooring Drums each end suitable for use with compressed air at approximately 500 c.f.m., 90 p.s.i.



m.t. 'Wellington'

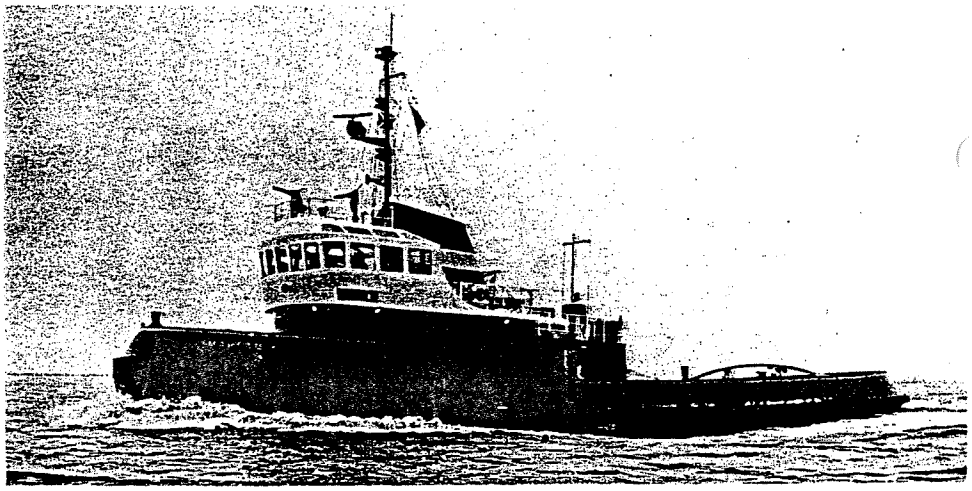
Vessels of this type include :-

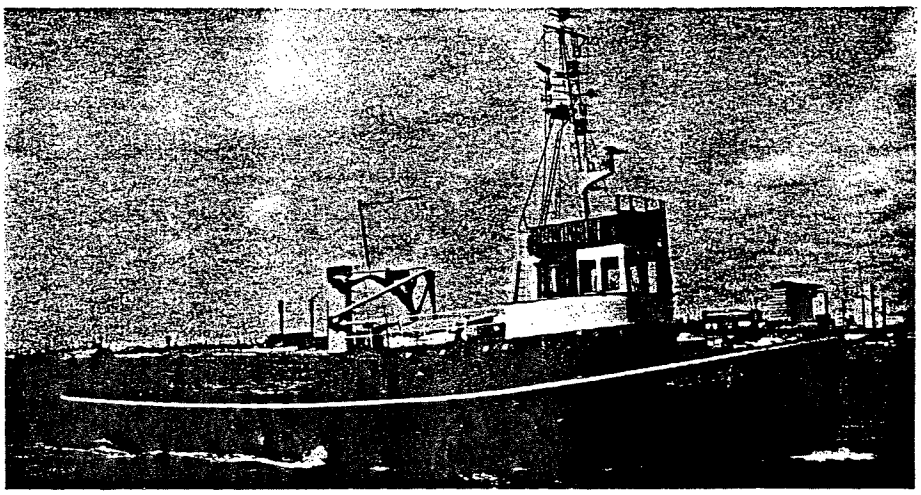
'Waterloo'

m.t. 'Margam'

Vessels of this type include :-

'Albert'
'Alfred'
'Crosby'
'Mumbles'
'Victoria'





m.t. 'Huskisson'

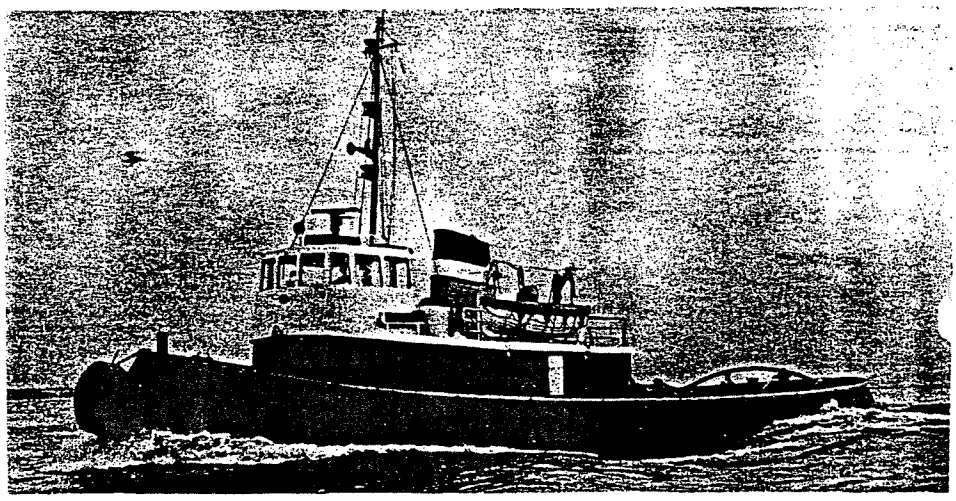
Vessels of this type include :-

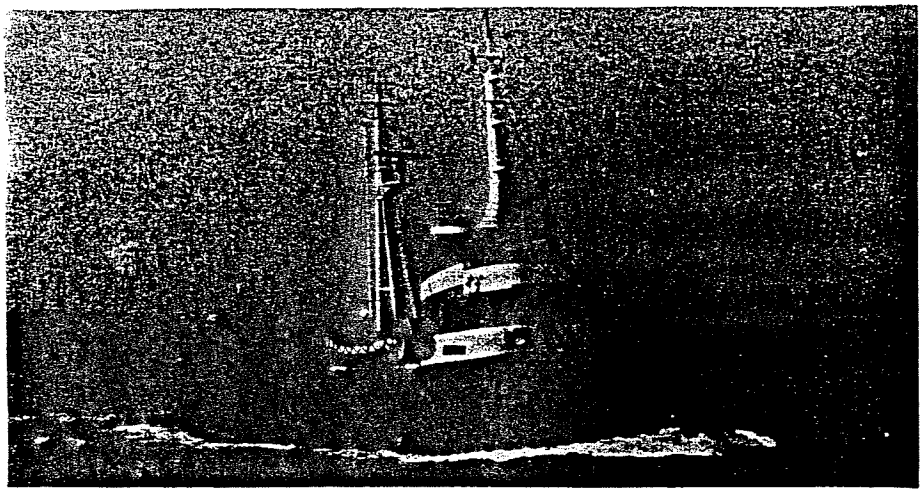
'Coburg'
'Hornby'
'Salthouse'
'Wapping'

m.t. 'Trafalgar'

Vessels of this type include :-

'Alexandra'
'Brocklebank'
'Egerton'
'Herculaneum'
'Langton'
'Nelson'





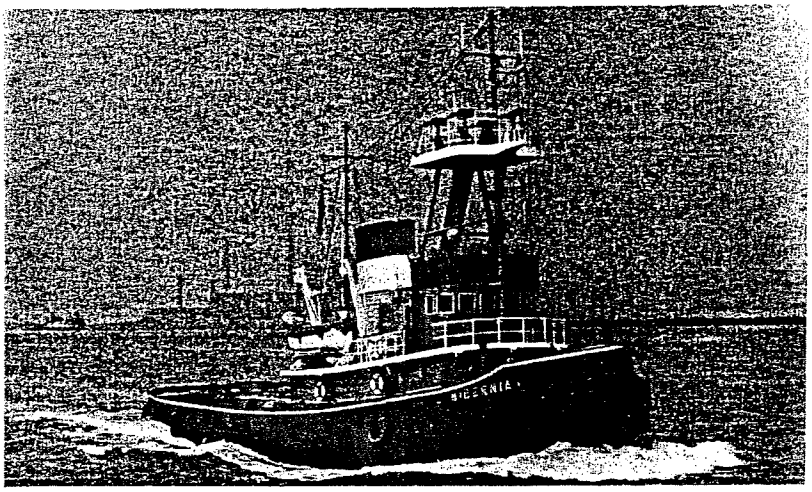
GRAVESEND

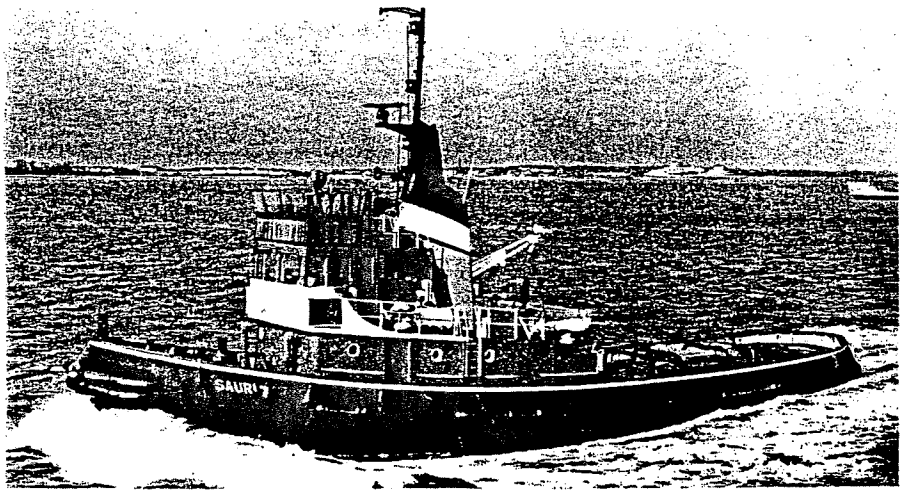
m.t.'Sun XXVII'

Vessels of this type include :-
'Sun XXVI'
'Sun XXV'

m.t.'Hibernia'

also 'Avenger'





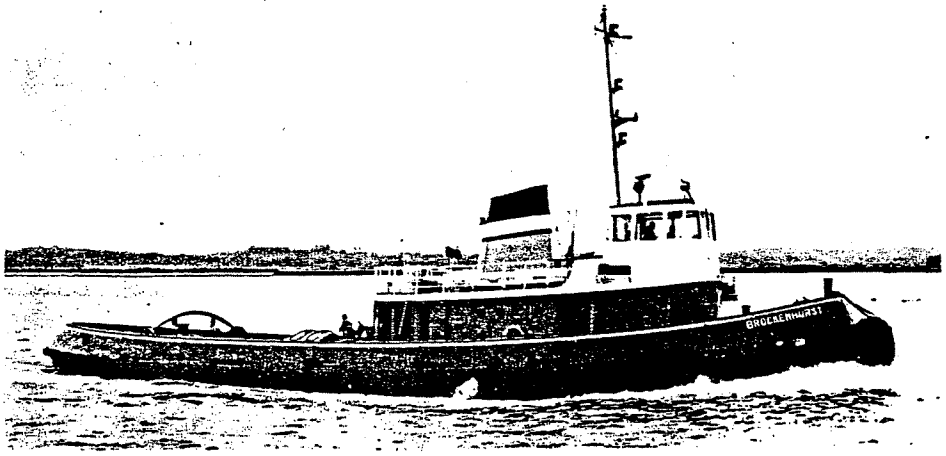
FELIXSTOWE

m.t.'Sauria'

SOUTHAMPTON

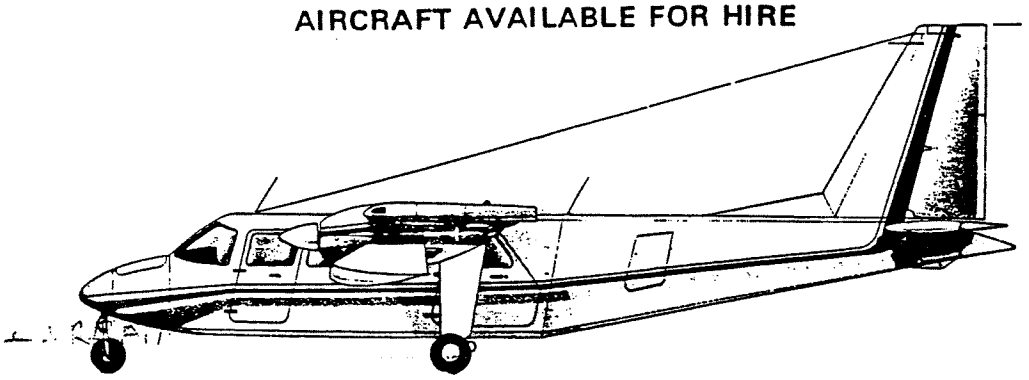
m.t.'Brockenhurst'

Vessels of this type include :-
'Ventnor'
'Romsey'

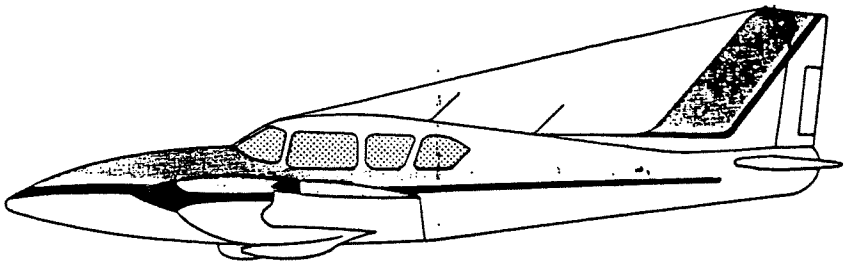


ALEXANDRA AVIATION LTD.

AIRCRAFT AVAILABLE FOR HIRE



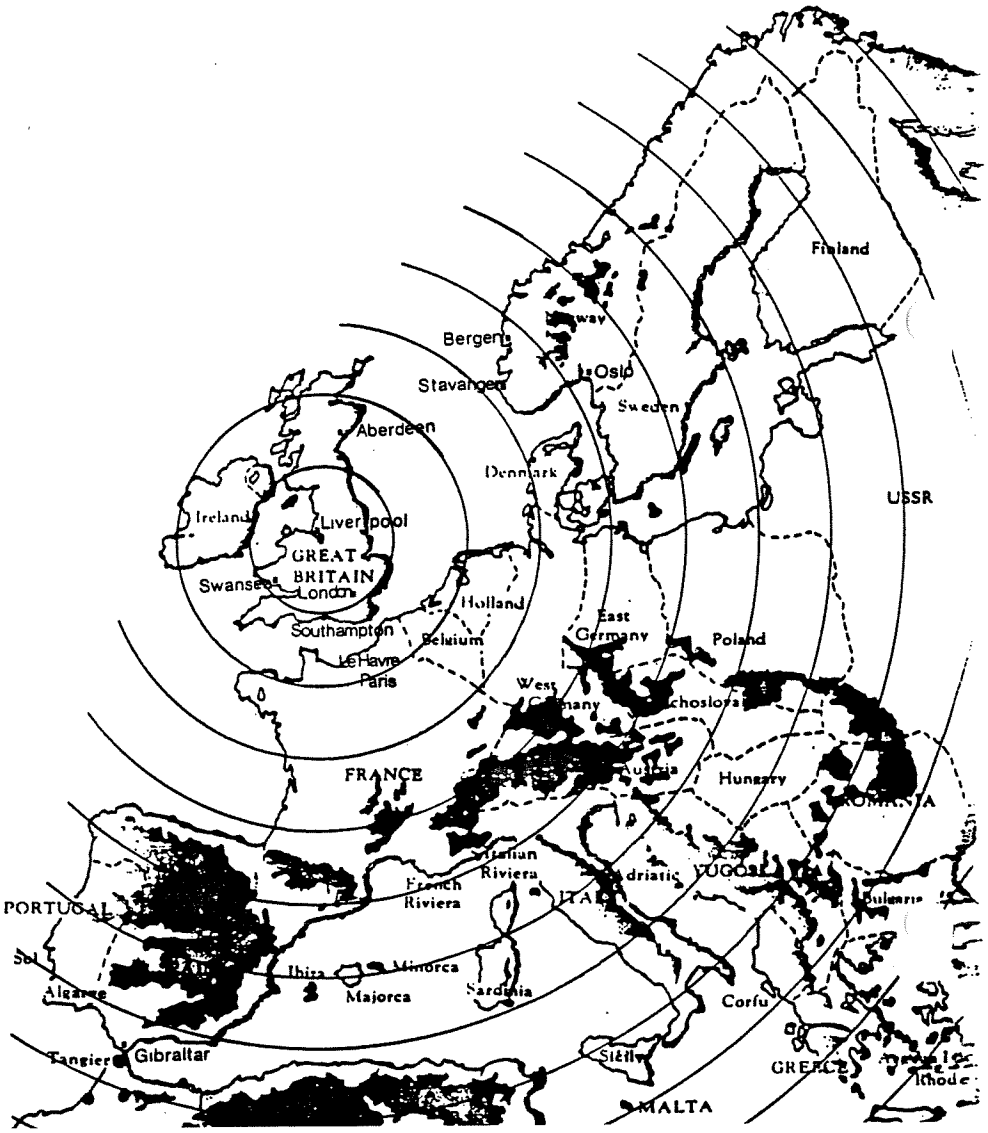
BRITTEN NORMAN ISLANDER — 9 PASSENGERS OR APPROX. 1 TON OF CARGO
(TWIN ENGINED)



PIPER AZTEC — 5 PASSENGERS
(TWIN ENGINED)

FOR QUOTES
PHONE:
051-227 2151
051-427 3275
TELEX 627265

RINGS REPRESENT
200 MILES RADIUS
WHICH IS APPROX.
1 HOUR FOR AZTEC
OR 1 HOUR 10 MINS.
FOR ISLANDER



THE ALEXANDRA TOWING COMPANY LIMITED

LIVERPOOL

SWANSEA

PORT TALBOT

SOUTHAMPTON

LONDON

FELIXSTOWE

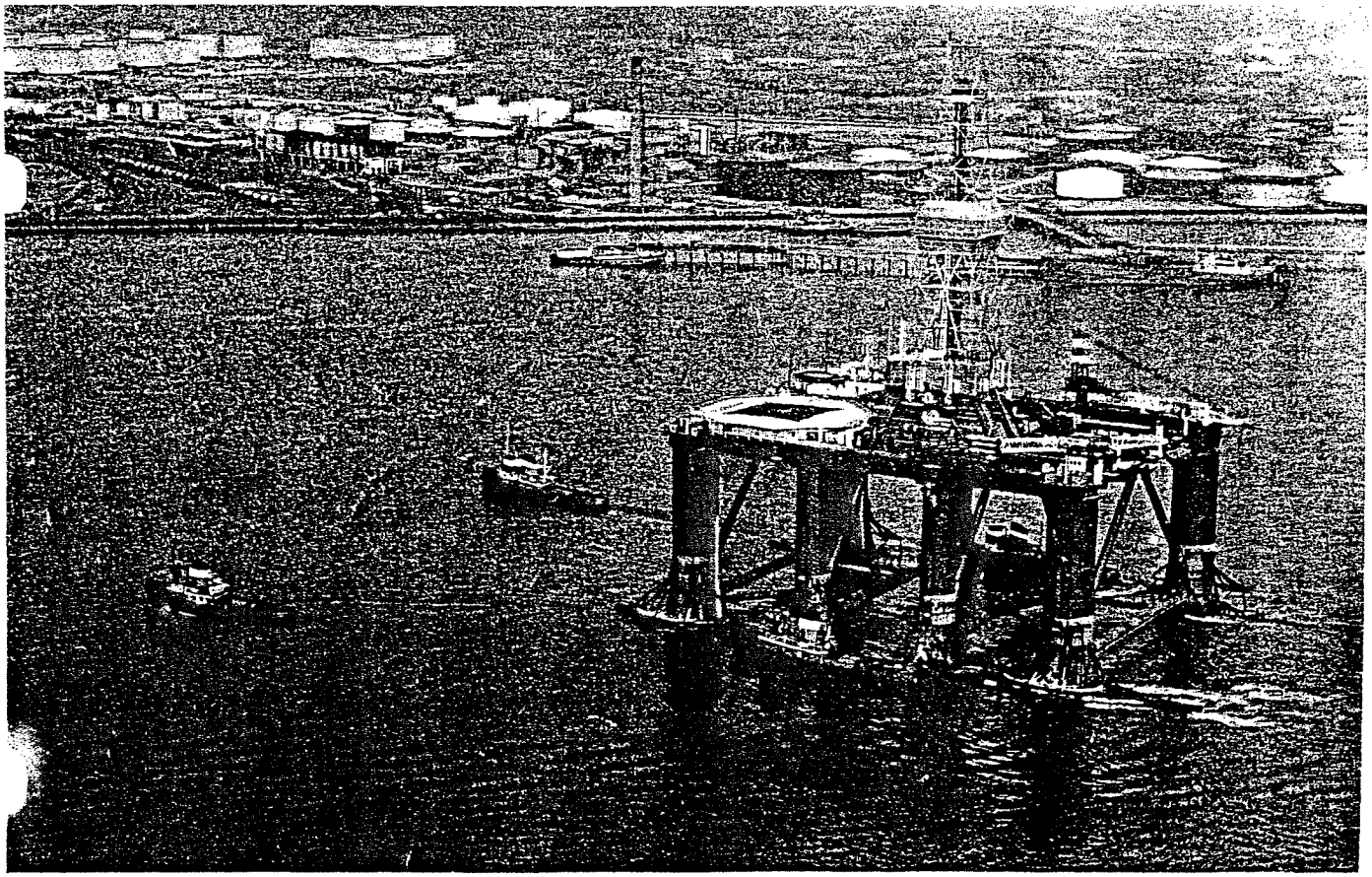
GIBRALTAR

The Alexandra Towing Company Limited, established in 1887, parent company of William Watkins Ltd., founded 54 years earlier, operate a fleet of 56 tugs at Liverpool, London, Southampton, Swansea, Port Talbot, Felixstowe and Gibraltar, which assist in the docking and undocking of some of the largest vessels afloat.

In addition to their roles in dock and harbour towage, the fleet consists of tugs and crews that have extensive experience of Continental coastal towing and working in North European waters with the offshore oil industry.

The company has managed tugs on behalf of the British Government and the company's own vessels have been employed in Admiralty service in distant waters as far away as Aden.

The Alexandra Towing Company Limited has changed progressively over the years to meet the varying demands of the industry. Recent constructions incorporate all the modern equipment that has been made available by advanced technology and the two new tugs, "Wellington" and "Waterloo", will enable the company to continue amongst the foremost of British Tugowners.



Photograph by SKYPHOTOS LTD.

The Alexandra Towing Co. (London) Ltd.

TUGS STATION						BHP	SPEED KNOTS	BOLLARD PULL-TONS	DIMENSIONS Length	Max. Draft
GRAVESEND										
Sun XXVII	1968	F	S	.	.	2100	12.00	21	115′	13′ 8″
Sun XXVI *	1965	F	S	.	.	2100	12.00	21	115′	13′ 6″
Sun XXV *	1963	F	S	.	.	2100	12.00	21	115′	13′ 9″
Hibernia	1963	F	S	.	.	1800	12.00	30	118′	16′ 6″
Avenger	1962	F	S	.	.	1800	12.00	30	118′	16′ 6″
Sun XXI	1959	.	S	.	.	1610	13.00	19	107′	14′ 0″
Moorcock	1959	F	S	.	.	1600	12.00	16	113′	15′ 6″
Dhulia	1959	F	S	.	.	1600	12.00	16	113′	15′ 6″
Vanquisher	1955	F	S	.	.	1600	12.00	16	113′	15′ 6″
Sun II	1965	.	.	.	.	1400	12.00	18	92′	13′ 4″
Sun III	1966	.	.	.	.	1340	12.00	18	92′	12′ 6″
Sun XXIII	1961	.	.	.	.	1210	11.00	16	93′	13′ 0″
Sun XX	1957	F	.	.	.	1210	12.00	16	105′	14′ 6″
Sun XIX	1956	F	.	.	.	1210	12.00	16	107′	14′ 0″
Burma	1967	.	.	.	.	1050	12.00	16	101′	13′ 1″
Watercock	1967	.	.	.	.	1050	12.00	15	101′	13′ 1″
Fossa	1961	.	.	.	.	1000	10.00	12	86′	11′ 7″
Ionia	1960	.	.	T	.	960	11.00	22	90′	13′ 3″
Sun XXIV	1962	.	.	.	.	720	12.00	10	87′	11′ 6″
Sun Essex	35 Tons BOLLARD PULL FULL FIRE FIGHTING CAPABILITY									
Sun Kent	FOR DELIVERY 1977									

The Alexandra Towing Co. (Felixstowe) Ltd.

FELIXSTOWE										
Sauria	1968	F	S	.	.	1350	12.00	18	101′	13′ 3″
Deben	1960	.	S	.	.	1610	13.00	19	107′	14′ 0″
Egerton	1965	.	S	.	W	1200	12.00	18	103′	13′ 6″

S The sphere of operations of the seagoing tugs is within the Home Trade Limits.
All these tugs are equipped with Radar, R/T, VHF and Echo Sounders.

W Fresh Water Carried.

D Oil Dispersal Detergent Carried.

CP Controllable Pitch Propellers.

T Towmaster Nozzles.

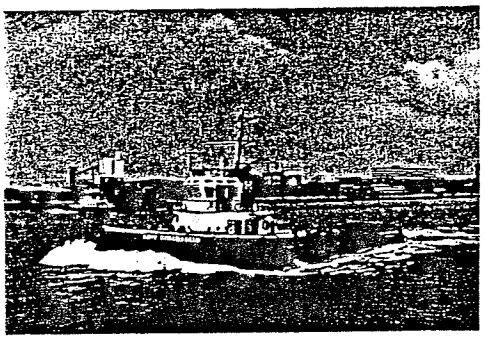
F Fitted with Fire Fighting Equipment.

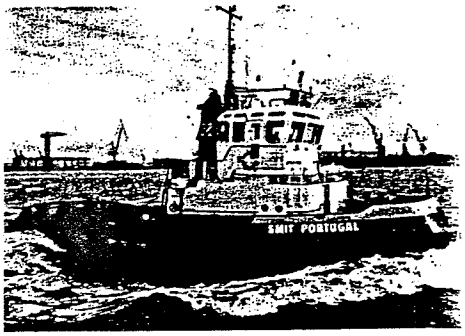
* Being converted to Towmaster nozzles giving a bollard pull of about 30 tons
Vanquisher and Sun XX are licensed to carry passengers.

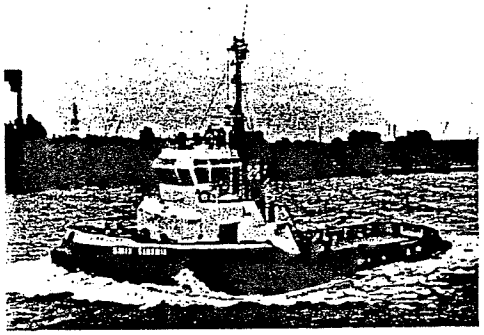
SMIT HARBOUR TOWAGE COMPANY

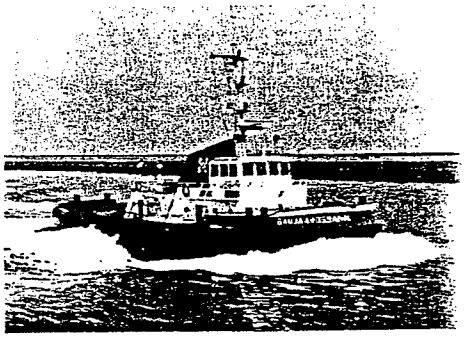
a Smit International company

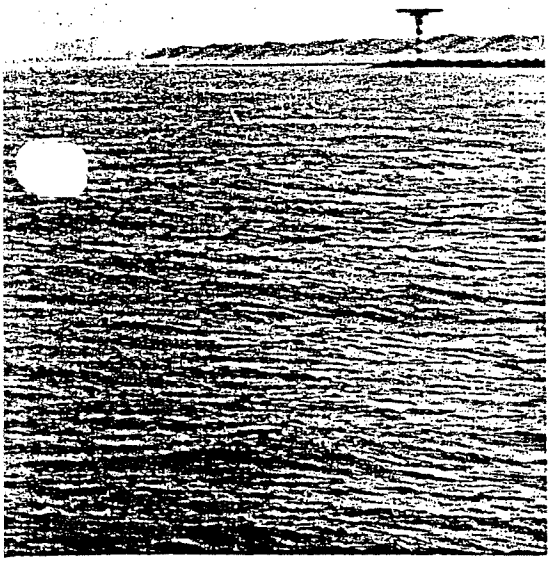
w.o.b. archief | jaar: 1992
U.D.C. 629.124.2

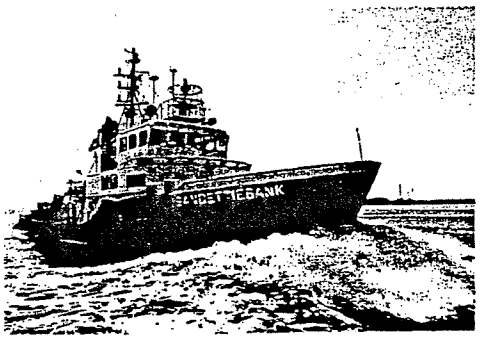


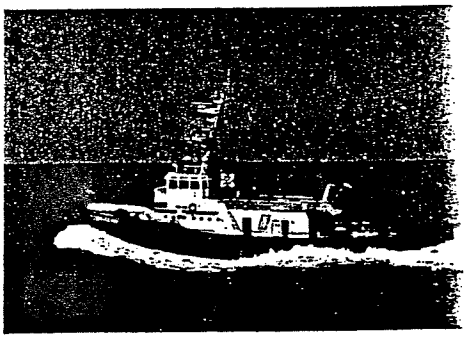


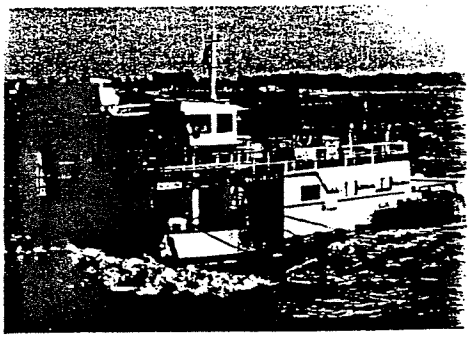




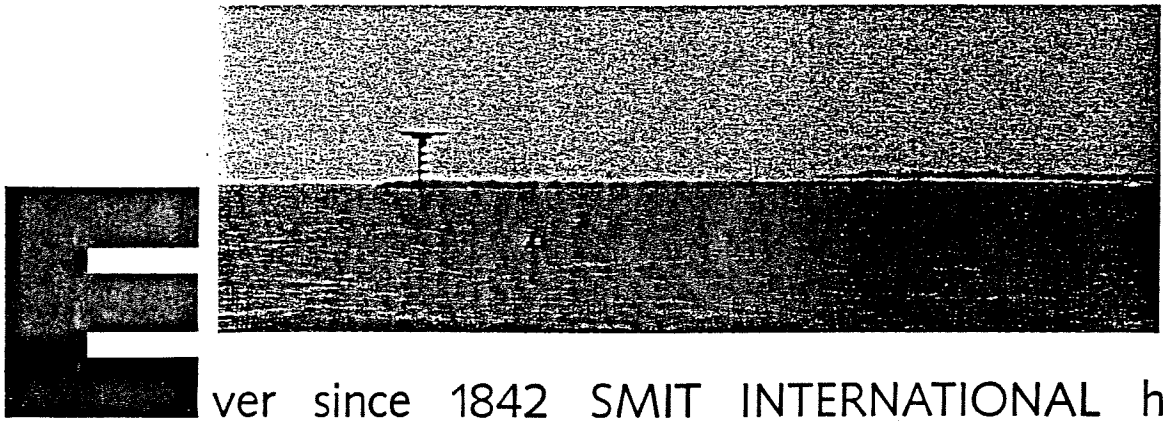








Harbour and Coastal Towage Services



Ever since 1842 SMIT INTERNATIONAL has been providing harbour towage services to oceangoing ships calling at Dutch ports. The port of Rotterdam has grown to become the largest and busiest in the world, and in order to meet the increased demands, Smit has grown with it. Today Smit owns and operates a modern fleet of over 60 harbour, coastal, terminal and pusher tugs, ranging up to 5400 bhp. Apart from handling more than 30,000 harbour movements per year in Rotterdam alone, our tugs are also frequently called upon to undertake coastal towages and assist the offshore drilling industry in the North Sea and adjacent waters.

In recent years we have also extended our operations to other areas around the world including Central America, the Caribbean, Africa and Egypt. We plan to expand our activities to new areas whenever suitable opportunities arise.

So please call on us to discuss your particular requirements.

Highly manoeuvrable 1800 BHP Tugs

'SMIT DENEMARKEN'
'SMIT DUITSLAND'
'SMIT FINLAND'
'SMIT FRANKRIJK'
'SMIT IERLAND'
'SMIT NEDERLAND'
'SMIT RUSLAND'
'SMIT ZWEDEN'

Some of these tugs are fitted with fire-fighting monitors and special equipment for pumping and salvage operations. This class of tug is also used for offshore towage work.

Main data

Length o.a.	28.40 m
Breadth o.a.	8.85 m
Max. draft	3.85 m
Output	1800 bhp
Bollard pull	27 tons
Gross tons	193
Speed	12 knots

Classification
Bureau Veritas and Netherlands Shipping Inspectorate.

Main engines
Two 900–1200 bhp Stork-Werkspoor diesel engines, each developing 1000 rpm. Each engine drives a variable pitch propeller in nozzle via a reduction gearbox. Twin rudders in combination with twin variable pitch propellers give the tugs excellent manoeuvring capabilities.

Towing equipment
The towing winch has one drum with a capacity of 500 m steelwire rope of 44 mm diameter and a wharping-head. The tugs have a quick-release towing hook. Remote control of the winch is from the maindeck and from the bridge. A towing-bitt and two warping-heads are installed on the forecastle deck.

Fire-fighting*
Fire-fighting equipment includes monitors, foam and special foam-tank.

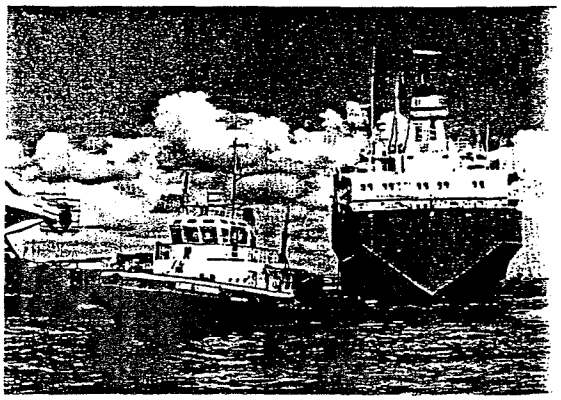
Navigation equipment
Decca radar, echosounder, turning indicator, auto-pilot (only the tugs 'Smit Frankrijk', 'Smit Duitsland' and 'Smit Nederland').

Communication equipment
2 × VHF, UHF, radiotelephony.*

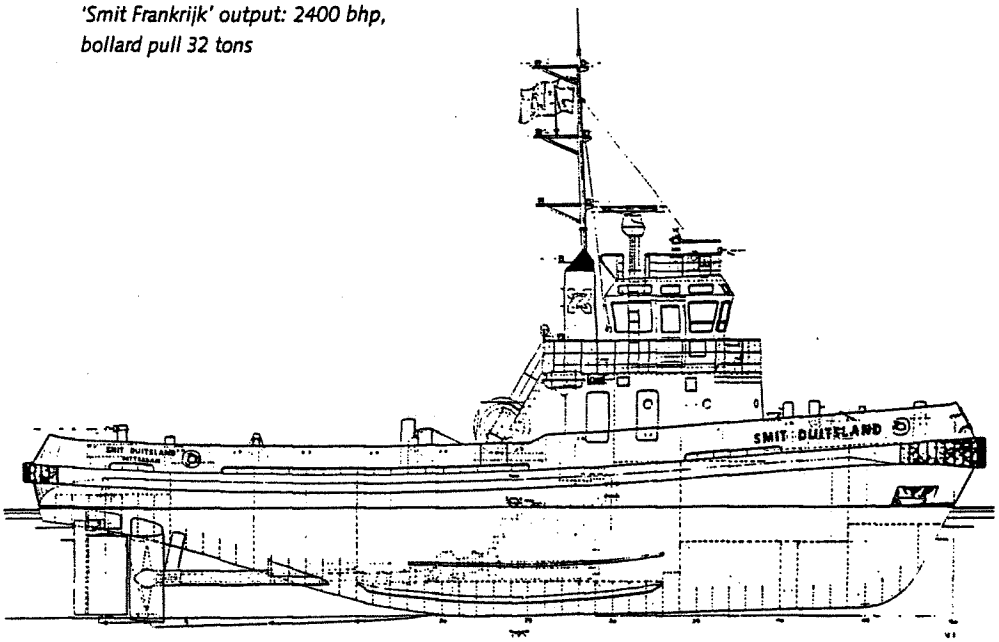
Accommodation
8 berths, airconditioning.*

* *'Smit Duitsland', 'Smit Frankrijk'.*

Note:
'Smit Nederland' output: 2400 bhp, bollard pull 32 tons
'Smit Duitsland' output: 2400 bhp, bollard pull 32 tons
'Smit Frankrijk' output: 2400 bhp, bollard pull 32 tons



'SMIT ZWEDEN'



Highly manoeuvrable 2000 BHP Tugs

'SMIT ENGELAND'
'SMIT NOORWEGEN'
'SMIT PORTUGAL'

This class of tug is specifically designed for assisting large sea-going vessels at ports and terminals of every description.

Main data

Length o.a.	25.44 m
Breadth o.a.	8.40 m
Max. draft	3.00 m
Output	2000 bhp
Bollard pull	29 tons
Gross tons	160
Speed	12.7 knots

Navigation equipment
Decca radar, echosounder, turning indicator.

Communication equipment
2 × VHF, UHF, radiotelephony.

Accommodation
8 berths, airconditioning.*

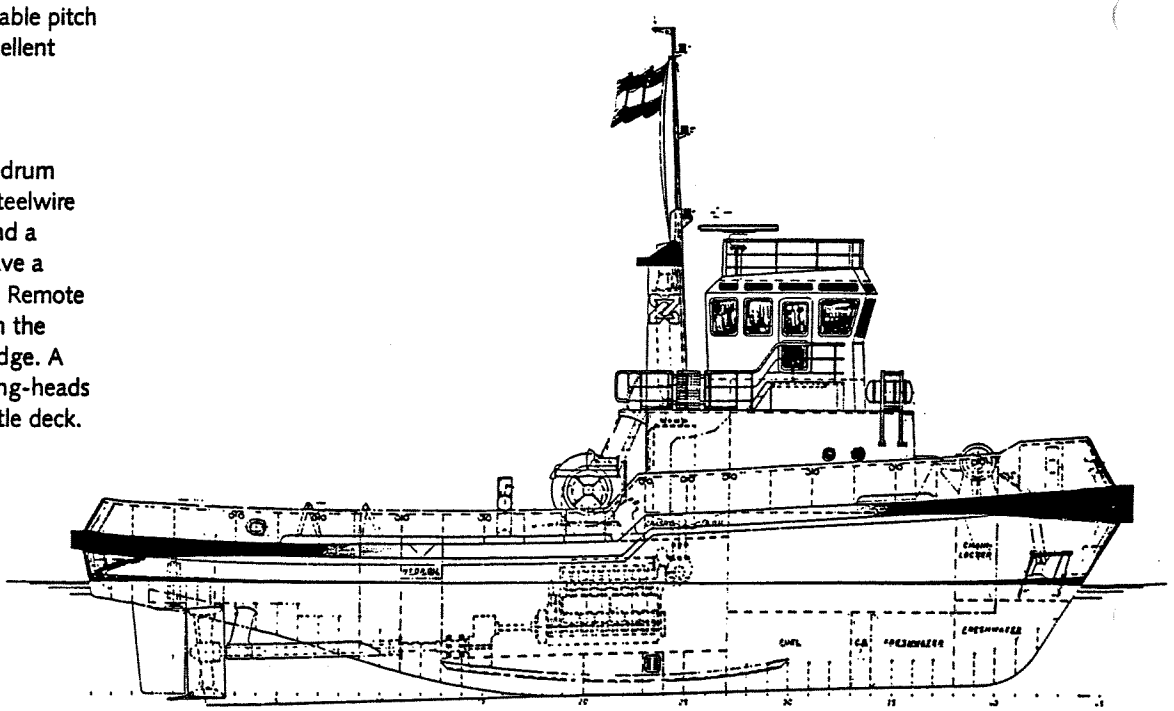
* *'Smit Engeland', 'Smit Noorwegen'.*

'SMIT PORTUGAL'

Classification
Bureau Veritas and Netherlands Shipping Inspectorate.

Main engines
Two 1000 bhp Stork-Werkspoor diesel engines, each developing 790 rpm. Each engine drives a variable pitch propeller in fixed nozzle via a reduction gearbox. Twin rudders in combination with twin variable pitch propellers give the tugs excellent manoeuvring capabilities.

Towing equipment
The towing winch has one drum with a capacity of 500 m steelwire rope of 44 mm diameter and a warping-head. The tugs have a quick-release towing hook. Remote control of the winch is from the maindeck and from the bridge. A towing-bitt and two warping-heads are installed on the forecastle deck.



Highly manoeuvrable 400 BHP Tugs

'SMIT JAPAN'
'SMIT NIGERIA'
'SMIT POLEN'
'SMIT SIBERIË'

This class of tug is very sophisticated equipped and ready to meet clients' demands for harbour and terminal operations now and in the future.

Main data

Length o.a.	28.60 m
Breadth o.a.	8.70 m
Max. draft	3.45 m
Output	2400 bhp
Bollard pull	35 tons
Gross tons	236
Speed	13.5 knots

Classification
Bureau Veritas and Netherlands Shipping Inspectorate.

Main engines
Two 1200 bhp Stork-Werkspoor diesel engines, each developing 850 rpm. Each engine drives a variable pitch propeller in fixed nozzle via a reduction gearbox. Twin rudders in combination with twin variable pitch propellers give the tugs excellent manoeuvring capabilities.

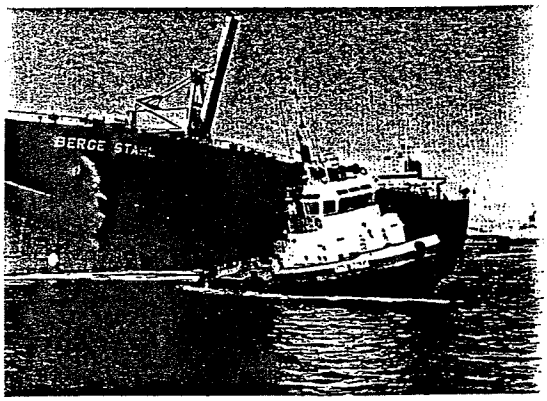
Towing equipment
The towing winch has one drum with a capacity of 500 m steelwire rope of 44 mm diameter and a warping-head. The tugs have a quick-release towing hook. Remote control of the winch is from the maindeck and from the bridge. A towing-bitt and two warping-heads are installed on the forecastle deck.

Fire-fighting
Fire-fighting equipment includes monitors, foam and special foam-tank.

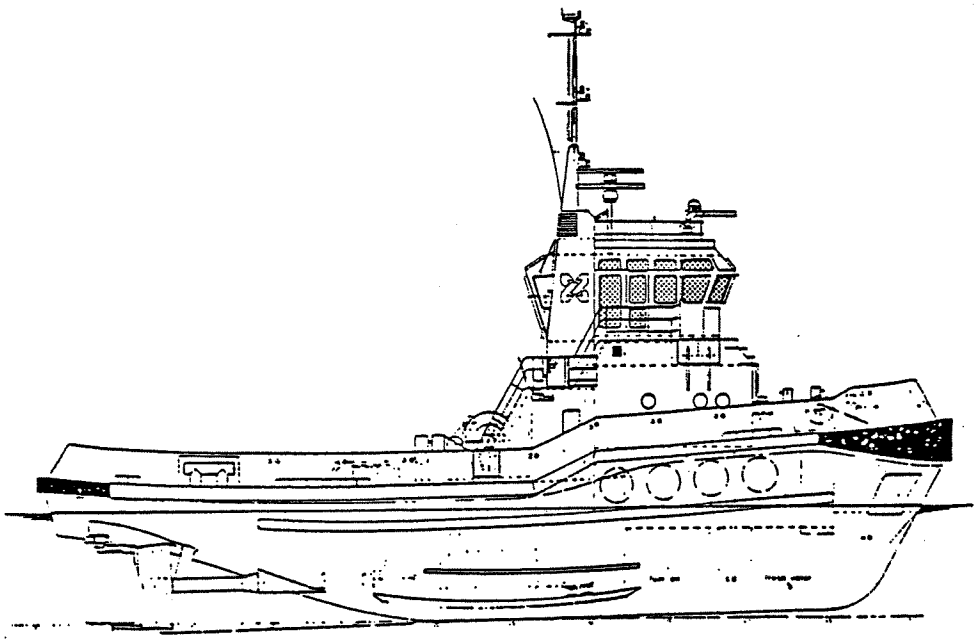
Navigation equipment
Radio Holland radar, echosounder, turning indicator, auto-pilot.

Communication equipment
2 × VHF, UHF, radiotelephony.

Accommodation
8 berths, airconditioning.



'SMIT POLEN'



Highly manoeuvrable Voith Schneider 3000 BHP Tugs

'BANJAARDSBANK'
'BREEDBANK'
'STEENBANK'
'HOEKSEBANK'
'SCHOUWENBANK'
'BRIELSEBANK'

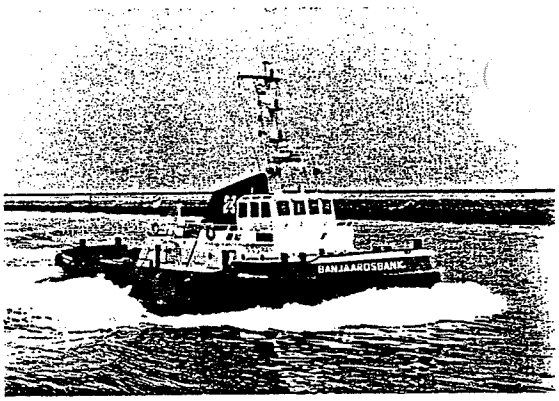
There are 15 modern Voith Schneider tugboats available. This type of tug is designed for assisting large-sized vessels at oil/ore terminals.

Main data	
Length o.a.	33.22 m
Breadth o.a.	9.20 m
Max. draft	4.60 m
Output	3000 bhp
Bollard pull	30 tons
Gross tons	253
Speed	12 knots

Navigation equipment
Decca radar, echosounder, auto-pilot.

Communication equipment
2 × VHF.

Accommodation
8 berths.

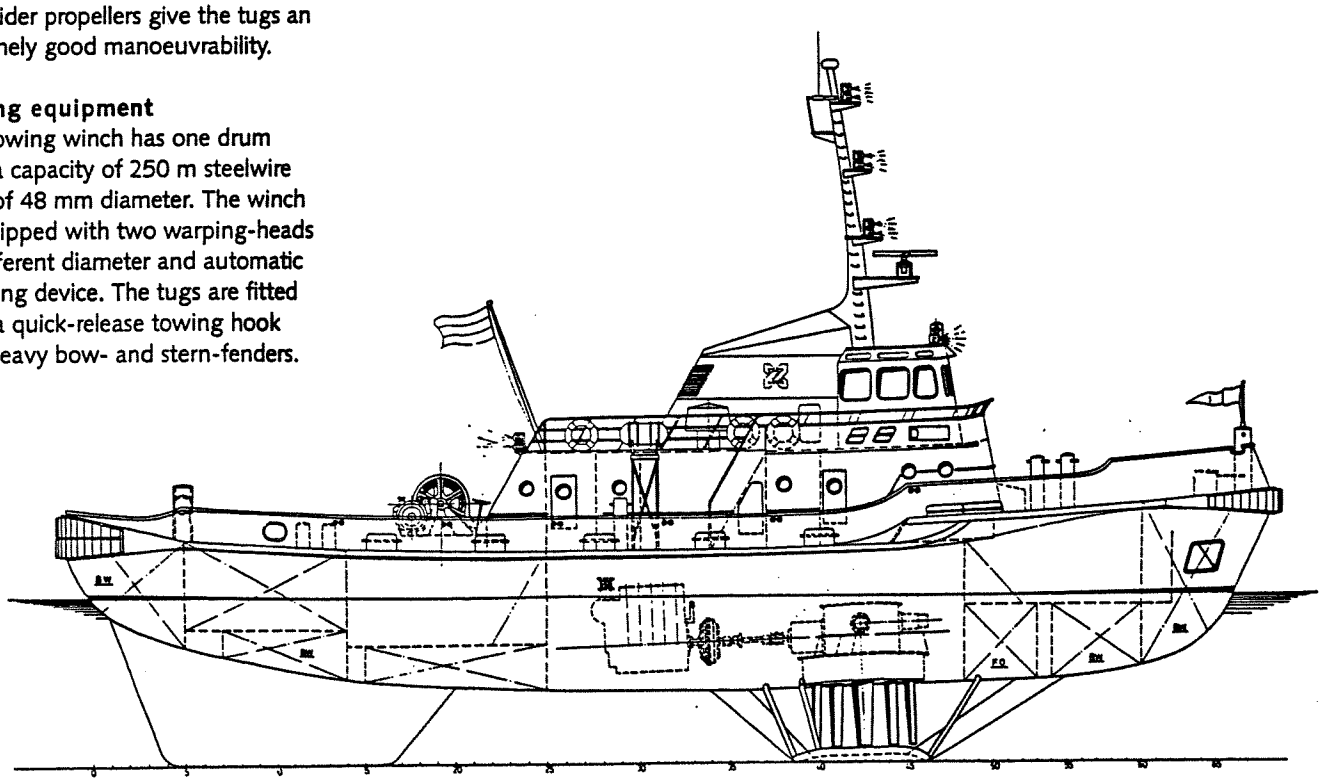


'BANJAARDSBANK'

Classification
Netherlands Shipping Inspectorate.

Main engines
Two 1500 bhp Stork-Werkspoor diesel engines, each developing 1000 rpm. Each engine drives a Voith Schneider propeller via a reduction gearbox. Two twin Voith Schneider propellers give the tugs an extremely good manoeuvrability.

Towing equipment
The towing winch has one drum with a capacity of 250 m steelwire rope of 48 mm diameter. The winch is equipped with two warping-heads of different diameter and automatic spooling device. The tugs are fitted with a quick-release towing hook and heavy bow- and stern-fenders.



Highly manoeuvrable Voith Schneider 3500 BHP Tugs

'DORDTSEBANK'
'KWINTEBANK'
'SANDETTIÉBANK'
'VARNEBANK'

The two Voith Schneider propellers give these tugs excellent manoeuvring capability and make them the ideal tool for assisting the tow-out of large objects from restricted areas and in pinpointing offshore structures at location.

Main data

Length o.a.	34.30 m
Breadth o.a.	9.20 m
Max. draft	5.20 m
Output	3500 bhp
Bollard pull	35 tons
Gross tons	253
Speed	13 knots

Classification
American Bureau of Shipping and Netherlands Shipping Inspectorate/F.

Main engines
Two 1750 bhp Stork-Werkspoor diesel engines, each developing 1000 rpm. Each engine drives a Voith Schneider propeller via a reduction gearbox. Reduction gearboxes are part of the Voith Schneider delivery and are flexible coupled to the main engines.

Towing equipment
The towing winch has two drums, one with a capacity of 1000 m steel-wire rope of 40 mm diameter and one with a capacity of 250 m steel-wire rope of 48 mm diameter. The winch is provided with safeworking brakes, warping-heads and automatic spooling device. Tugs are also equipped with a quick-release towing hook.

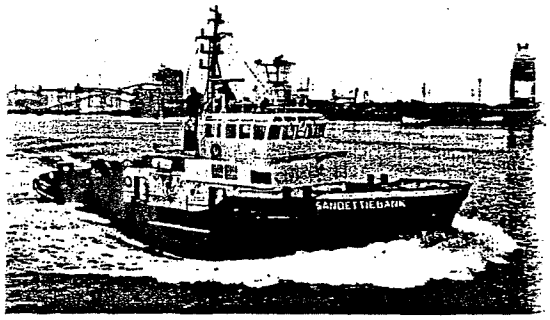
Fire-fighting equipment
Fire-fighting equipment including monitors, hose connections, special foamtanks.

Navigation equipment
Decca navigation system, two radars, echosounder, gyrocompass, auto-pilot, satellite system (optional).

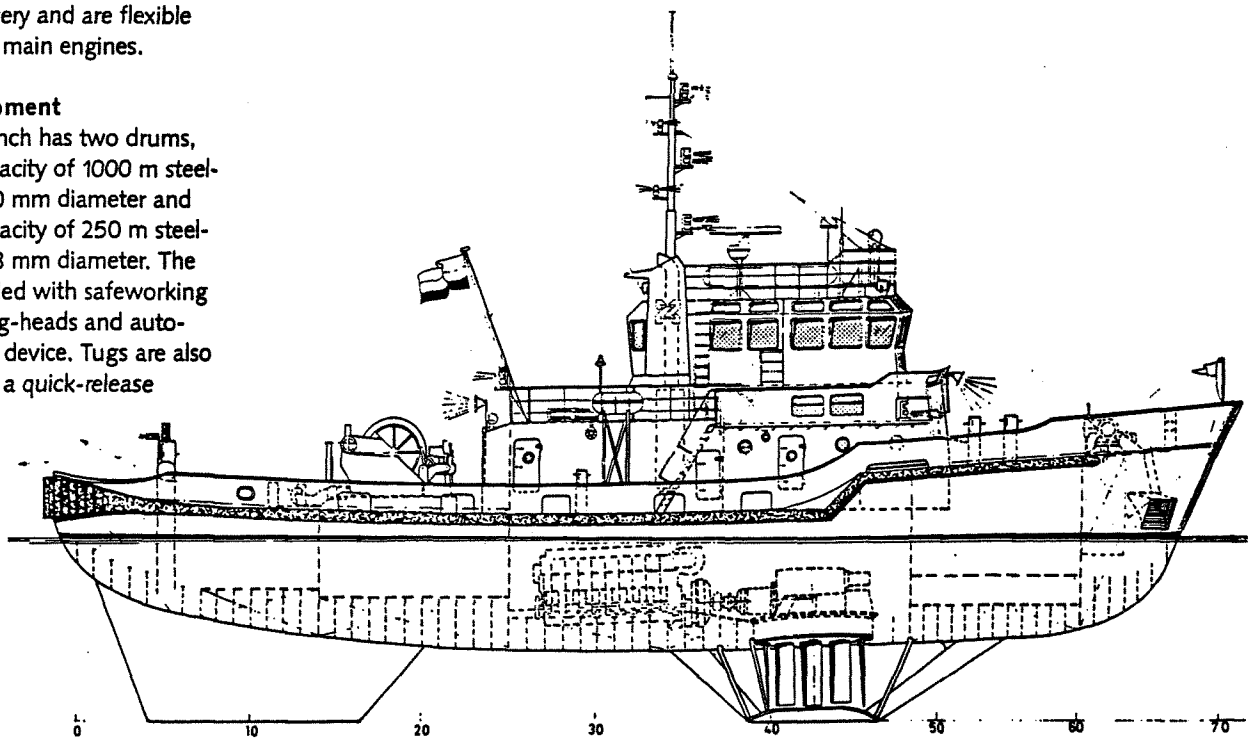
Communication equipment
2 × VHF, radiotelephony, talk back/loud hailer, VHF directionfinder (optional).

Accommodation
8/9 berths, airconditioning.*

* *'Dordtsebank', 'Sandettiébank', 'Varnebank'.*



'SANDETTIÉBANK'



Highly manoeuvrable Voith Schneider 4000 BHP Tugs

'INDUSBANK'
'SMITHBANK'

The two Voith Schneider propellers give these tugs excellent manoeuvring capability. This class of tug is frequently used for towage and positioning of platforms, barge transportation of offshore equipment, tow-outs of offshore structures and salvage operations.

Main data

Length o.a.	36.24 m
Breadth o.a.	11.03 m
Max. draft	5.50 m
Output	4000 bhp
Bollard pull	40 tons
Gross tons	253
Speed	13 knots

Classification
American Bureau of Shipping and Netherlands Shipping Inspectorate/F.

Main engines
Two 2000 bhp Stork-Werkspoor diesel engines, each developing 1000 rpm. Each engine drives a Voith Schneider propeller via a reduction gearbox. Reduction gearboxes are part of the Voith Schneider delivery and are flexible coupled to the main engines.

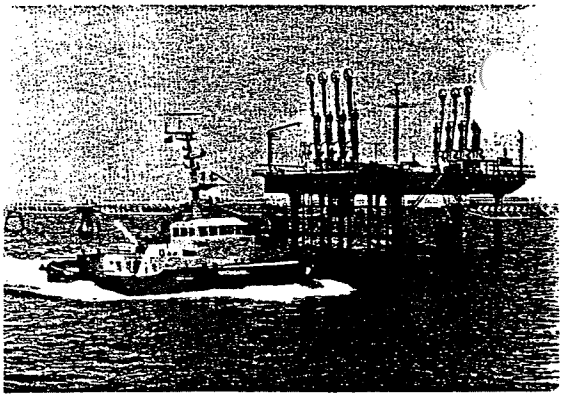
Towing equipment
The towing winch has two drums, one with a capacity of 1000 m steel-wire rope of 40 mm diameter and one with a capacity of 250 m steel-wire rope of 48 mm diameter. The winch is provided with safeworking brakes, warping-heads and automatic spooling device. Tugs are also equipped with a quick-release towing hook.

Fire-fighting
Fire-fighting equipment includes monitors, hose connections, special foamtanks.

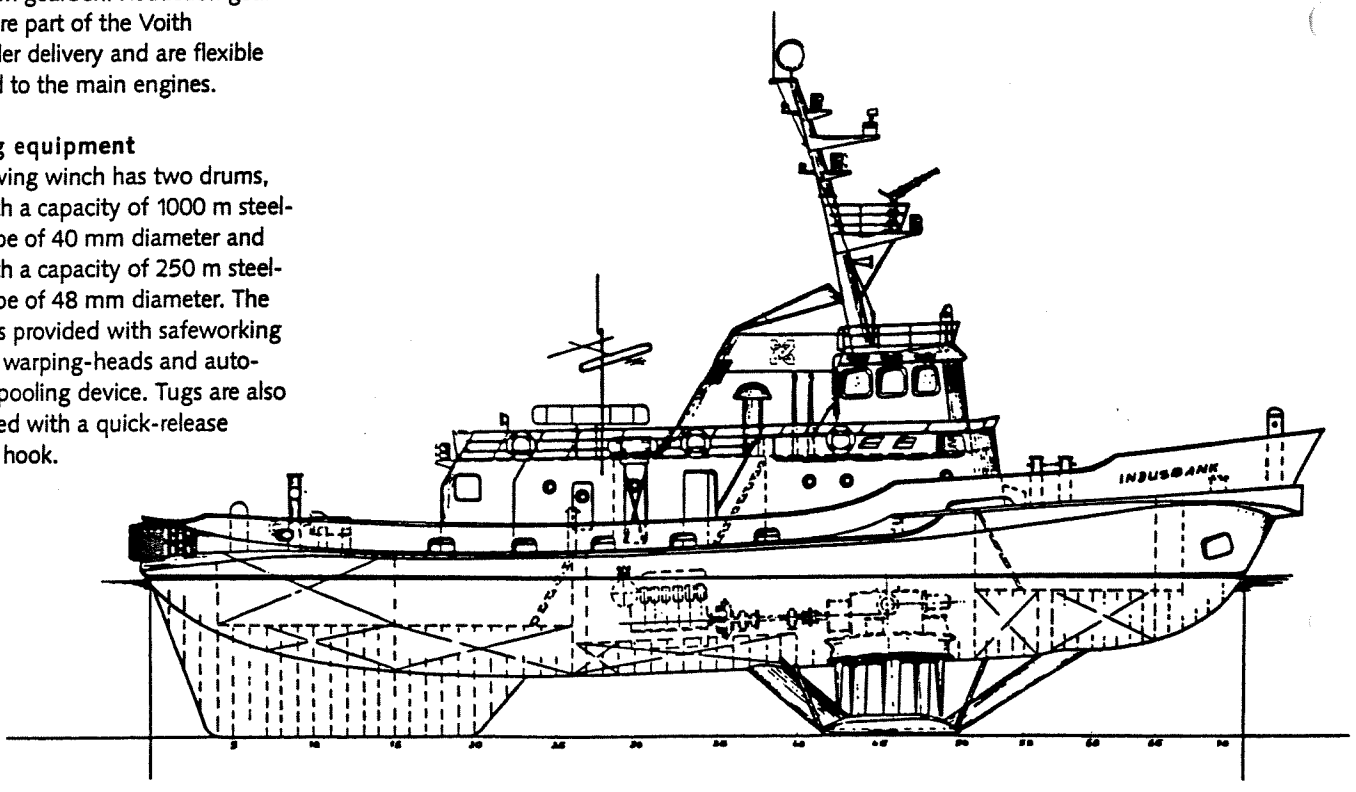
Navigation equipment
Two radars, echosounder, gyrocompass, auto-pilot, satellite system (optional).

Communication equipment
2 × VHF, radiotelephony, talk back/loud hailer, VHF directionfinder (optional).

Accommodation
15/16 berths, airconditioning.



'SMITHBANK'



Highly manoeuvrable Azimuth Thruster 5400 BHP Tugs

'MAASBANK'
'VIKINGBANK'

The two Azimuth thrusters combined with a 600 hp bowthruster guarantee an excellent manoeuvrability. The tugs are fully capable to assist the largest type of vessels of todays merchant fleet and ready to perform deepsea towage, firefighting duties and transportation duties of personnel and materials.

Main data

Length o.a.	37.40 m
Breadth o.a.	11.00 m
Max. draft	4.75 m
Bollard pull	60 tons
Gross tons	615
Speed	14 knots
Clear deckspace	14.50 × 7.50 m
Deckload	5 tons/m^2

Classification
American Bureau of Shipping and Netherlands Shipping Inspectorate.

Main engines
Two 2700 bhp Wärtsilä diesel engines, each developing 1000 rpm.Each engine drives an Azimuth Thruster with c.p. propellers fitted in nozzles. The two Azimuthing controlable pitch propellers in nozzles aft and a bowthruster give the tugs an extremely good manoeuvrability.

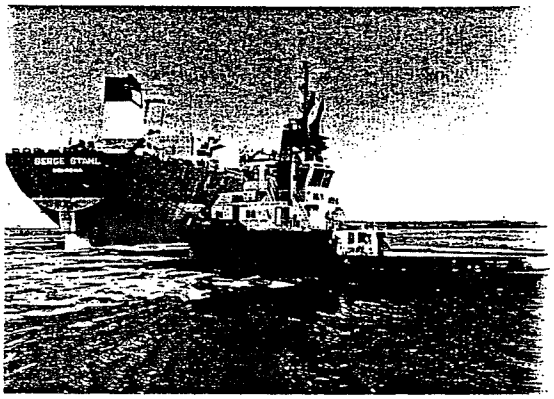
Towing equipment
On forecastle deck a combined towing/anchor winch is installed, consisting of two cable lifters, two warping-heads and a towing drum with a capacity of 700 m steelwire rope of 48 mm diameter.
On the maindeck is an enclosed winch room, an anchorhandling/ towing winch is installed with two drums, one drum with a capacity of 1200 m steelwire rope of 56 mm diameter and one drum of 800 m steelwire rope of 56 mm diameter.
The tug's anchorhandling equipment includes a 1.80 m diameter parabolic sternroller. On maindeck aft a package of two guiding roller towing pins and one anchorhandling fork is installed.

Fire-fighting
The fire-fighting system, in accordance with the classification FFV-Class 1, consists of: two pumps, two joystick remote controlled fire monitors, one manual controlled water/foam monitor, a foam tank and pump, manifolds.

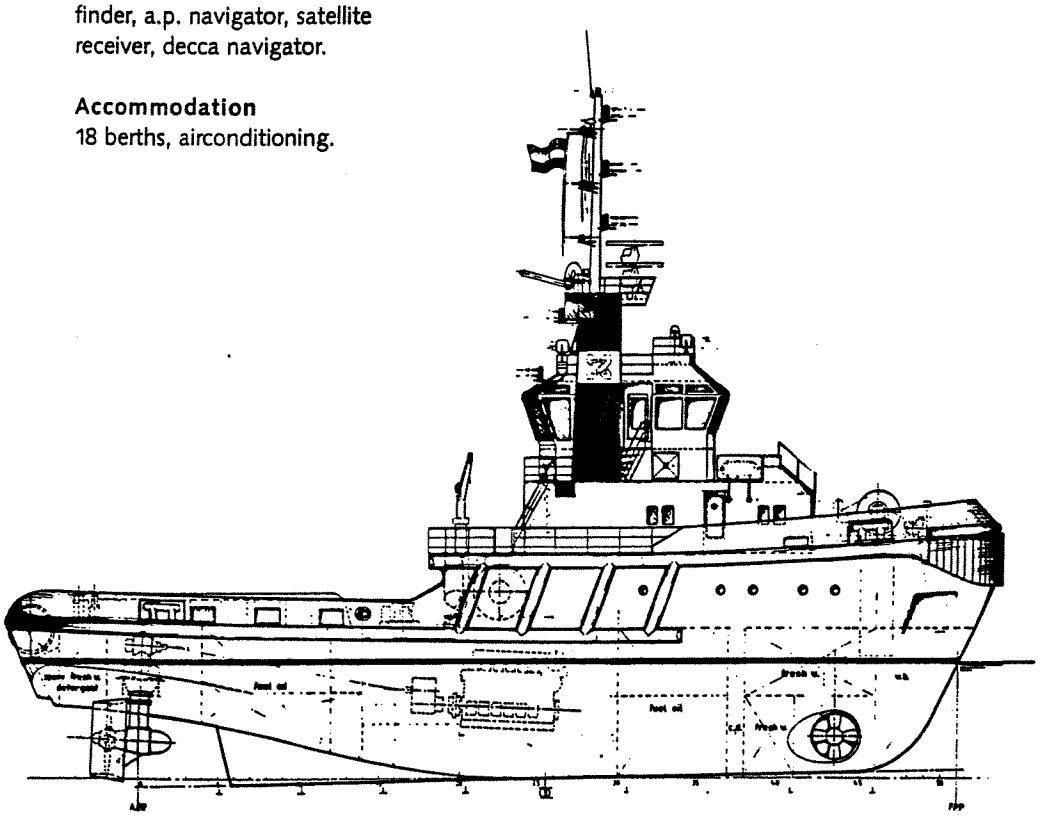
Navigation equipment
Magnetic and gyro compass, autopilot, echosounder, two radars, speed and distance log.

Communication equipment
Radio transmitter/receiver, telex over radio with printer, three VHF transmitter/receivers, storno UHF receiver, sell-call unit, radio direction finder, a.p. navigator, satellite receiver, decca navigator.

Accommodation
18 berths, airconditioning.



'MAASBANK'

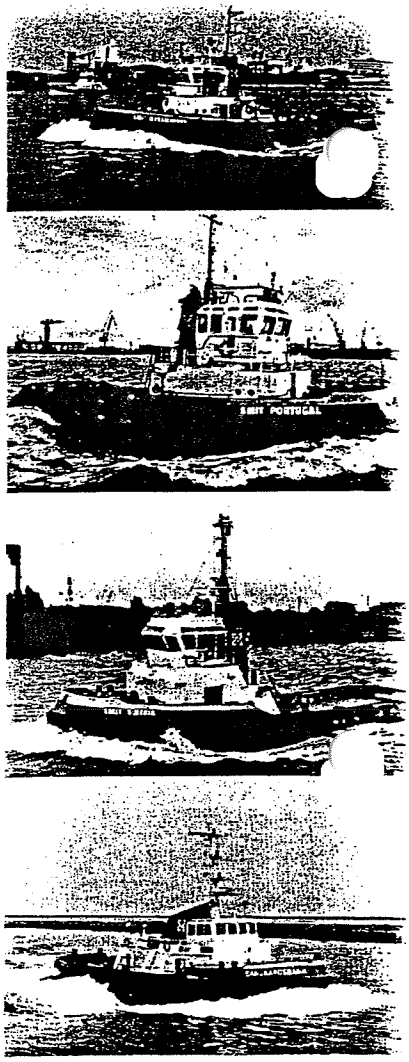


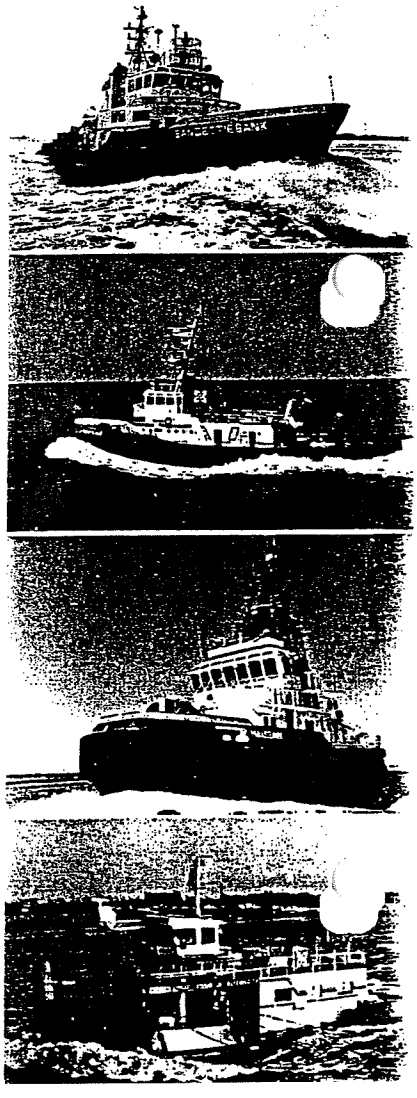
Harbour- and coastal tugs of our company

Maasbank	5400 bhp
Vikingbank	5400 bhp
Buni	4000 bhp
Indusbank	4000 bhp
Piku	4000 bhp
Smithbank	4000 bhp
Dordtsebank	3500 bhp
Kwintebank	3500 bhp
Sandettiébank	3500 bhp
Varnebank	3500 bhp
Banjaardsbank	3000 bhp
Breedbank	3000 bhp
Brielsebank	3000 bhp
Hoeksebank	3000 bhp
Schouwenbank	3000 bhp
Steenbank	3000 bhp
Olivierssen	3000 bhp
Balau	2500 bhp
Drado	2500 bhp
Smit Duitsland	2400 bhp
Smit Frankrijk	2400 bhp
Smit Japan	2400 bhp
Smit Nederland	2400 bhp
Smit Nigeria	2400 bhp
Smit Polen	2400 bhp
Smit Siberië	2400 bhp
Smit Engeland	2000 bhp
Smit Noorwegen	2000 bhp
Smit Portugal	2000 bhp
Smit Denemarken	1800 bhp
Smit Finland	1800 bhp
Smit Ierland	1800 bhp
Smit Rusland	1800 bhp
Smit Zweden	1800 bhp
De Ruyter	1400 bhp
Evertsen	1400 bhp
Middelbank	1220 bhp
Stroombank	1220 bhp
Breezand	900 bhp
Astronaut	900 bhp
Independent 1	900 bhp
Independent 2	900 bhp
Italië	900 bhp
Mars 2	900 bhp
Mars 5	900 bhp
Volharding 12	900 bhp
Independent 7	600 bhp
Noordpool	550 bhp
Spitsbergen	550 bhp
Joost de Moor	485 bhp
Kapelle	375 bhp
Kijkduin	375 bhp
Independent 6	360 bhp

Pushboats

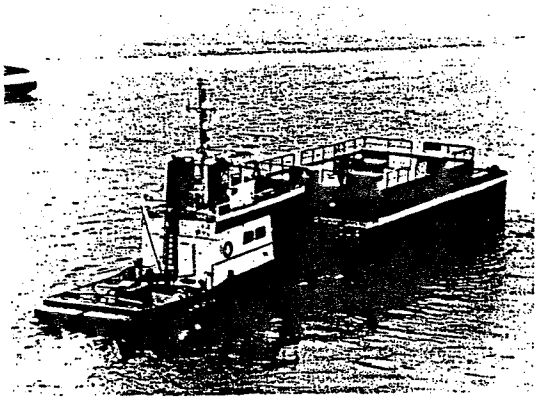
Smit Schelde	1500 bhp
Neptunus 9	1000 bhp
Mars 6	750 bhp
Neptunus 11	750 bhp
Neptunus 12	750 bhp





In order to maximise utilisation of our tug fleet, a new service has been launched. Smit is well positioned to offer port-based collection services for ship-generated wastes, including oils and chemicals.

The service is provided by pusher tugs and a fleet of converted LASH barges. The waste collection service has opened in Rotterdam-Europort. At a later stage, similar services may be offered elsewhere in Europe.



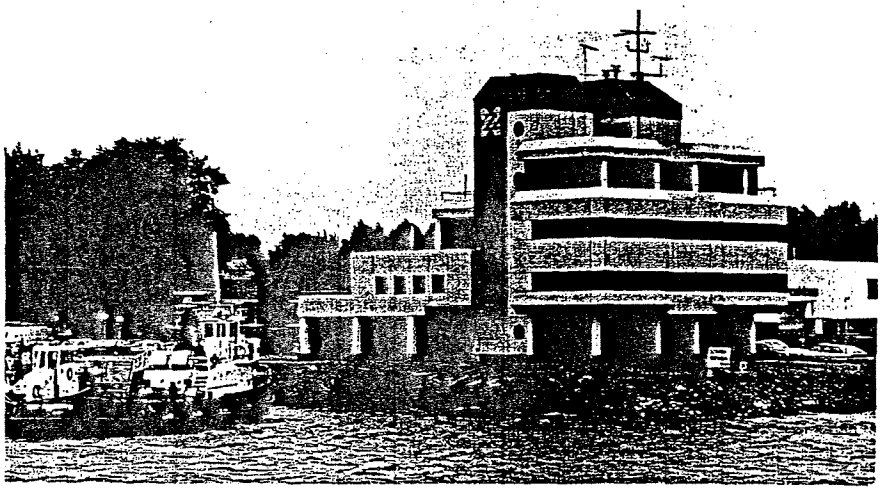
'NEPTUNUS 11'

Our group is also active in offering technical consultancy services for tug design, and on terminal and harbour operations. Some of the largest oil companies have consulted us regarding marine operations at their terminals and several of our recommendations were successfully implemented.

The following additional services can be offered:

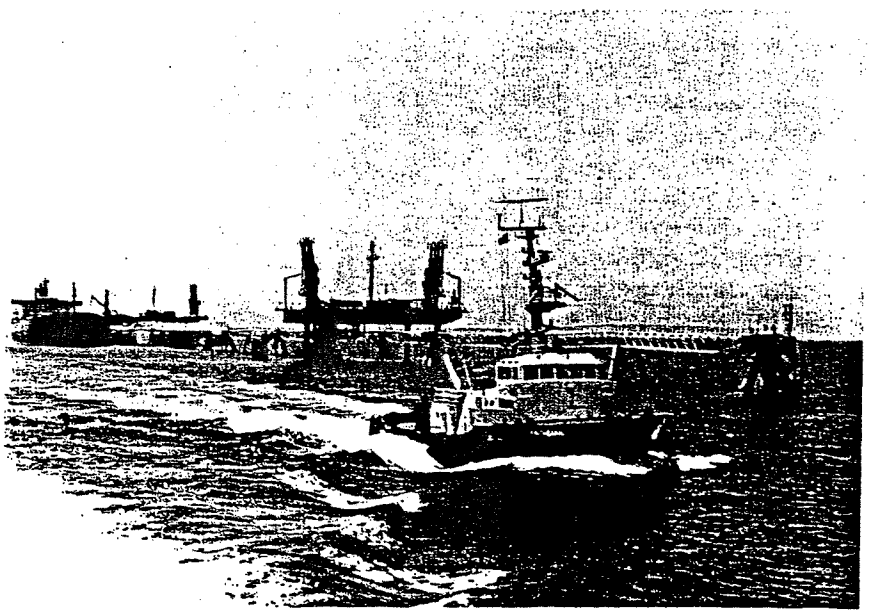
Consultancy

- Evaluation of tugboat operations in a specific port or terminal. This includes recommendations concerning operations, type and number of required tugs.
- Tug design.
- Pilot services.
- Training of staff and crews.



Our tug-shaped office at Schiedam, the Netherlands.

Smit tugs are also stationed at selected locations in Africa, Central and South America and the Caribbean.



'SMITHBANK'

Company offices

Aberdeen
ASCoSMIT Company Ltd, Regent House,
Regent Road, Aberdeen, AB9 8UG, UK
Telephone (+44-224) 58774
Telex 73182, Fax (+44-224) 581485

Cairo
Smit-Lloyd Shilbaya (Egypt) Ltd.
44 Street 18, Maadi, Cairo, Egypt
Telephone (+20-2) 3504190
Telex 93403, Fax (+20-2) 3518710

Cristobal
Smit International Harbour Towage (Panama)
Inc. c/o Fernie and Co. SA
Apartado 5042, Cristobal, Panama
Telephone (+507) 451133
Telex 8542/9211, Fax (+507) 414168

Great Yarmouth
ASCoSMIT Company Ltd.
Ground Floor, Havenbridge House
North Quay, Gt. Yarmouth
Norfolk NR30 1HZ, UK
Telephone (+44-493) 331333
Telex 975466, Fax (+44-493) 330926

Hamburg
Harms Bergung GmbH, Am Vulkanhafen 6,
D-2000 Hamburg 11
German Federal Republic
Telephone (+49-40) 74000-0
Telex 17403850/211058, Teletext 403850
Fax (+49-40) 74000555

Houston
Smit International (Americas) Inc.
[illegible]

Curaçao
[illegible]
PO Box 613, Maanbaai, Willemstad, Curaçao
Telephone (+599-9) 729391/729392/729393
Telex 6215, Fax (+599-9) 729394

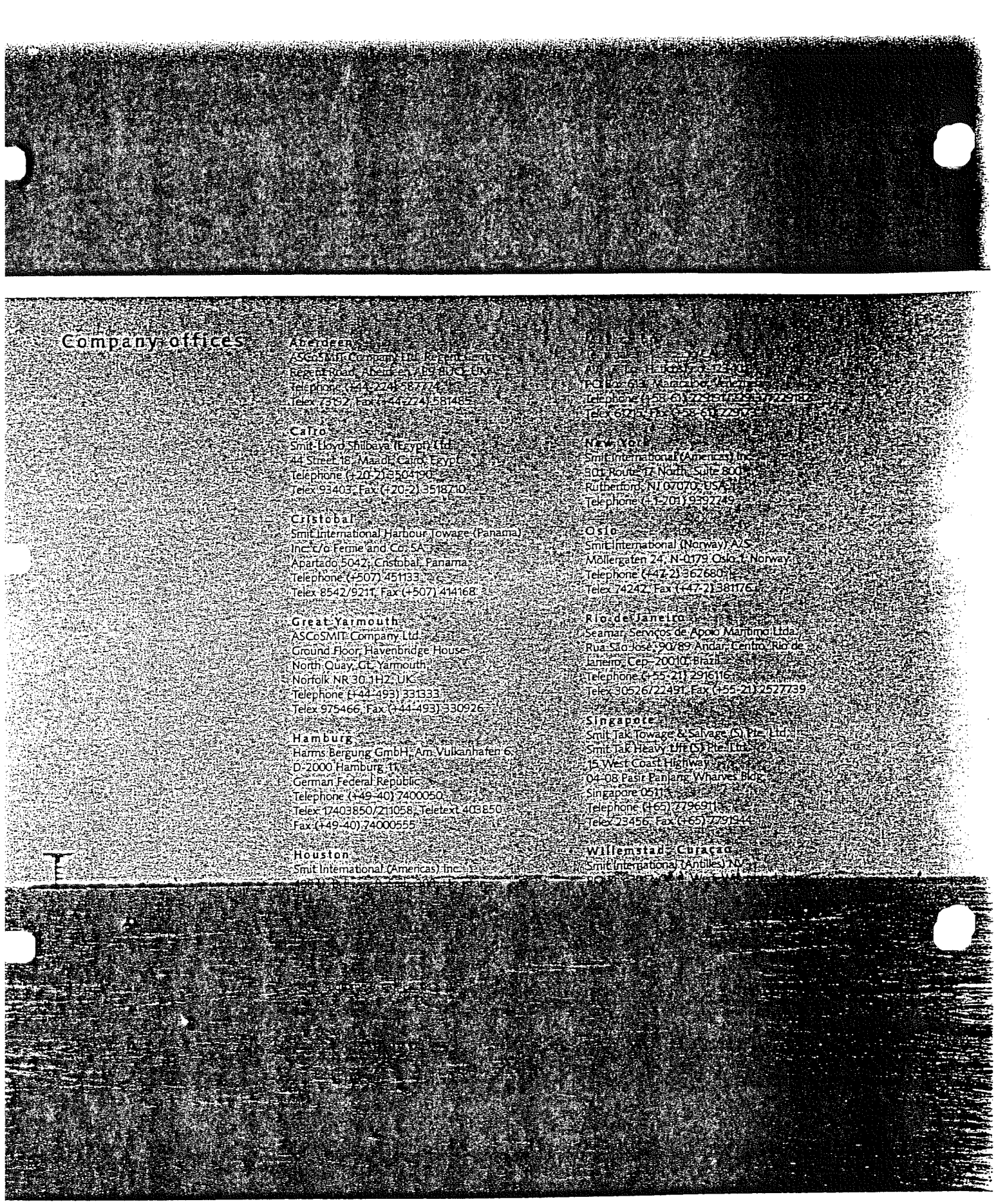
New York
Smit International (Americas) Inc.
800 Route 17 North, Suite 800
Rutherford, NJ 07070, USA
Telephone (+1-201) 9397249

Oslo
Smit International (Norway) A/S
Møllergaten 24, N-0179 Oslo 1, Norway
Telephone (+47-2) 362680
Telex 74242, Fax (+47-2) 381176

Rio de Janeiro
Seamar, Serviços de Apoio Marítimo Ltda.
Rua São José 90/89 Andar, Centro, Rio de
Janeiro, Cep. 20010, Brazil
Telephone (+55-21) 291611
Telex 30526722491, Fax (+55-21) 2527739

Singapore
Smit Tak Towage & Salvage (S) Pte. Ltd.
Smit Tak Heavy Lift (S) Pte. Ltd.
15 West Coast Highway
04-08 Pasir Panjang Wharves Bldg.
Singapore 0511
Telephone (+65) 779691
Telex 23456, Fax (+65) 779144

Willemstad, Curaçao
Smit International (Antilles) N.V.
[illegible]

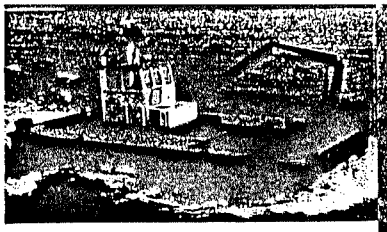


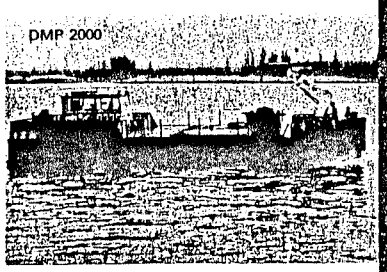
SMIT HARBOUR TOWAGE COMPANY

a Smit International company

Havenstraat 30 – 3115 HD Schiedam
The Netherlands
PO Box 55 – 3100 AB Schiedam
Harbour No. 516-517
Telephone: (+31-10) - 427 88 99
Telex: 22222 ext. hatug+
Telefax: (+31-10) - 427 87 06

Zalmstraat 1 – 3016 DS Rotterdam
The Netherlands
PO Box 1042 – 3000 BA Rotterdam
Telephone: (+31-10) - 454 99 11
Telex: 22222 ext. hatug+
Telefax: (+31-10) - 454 92 68





awerf designs, constructs and supplies a well-
ned programme of standard workboats (from
irty meters) for customers throughout
the whole world.

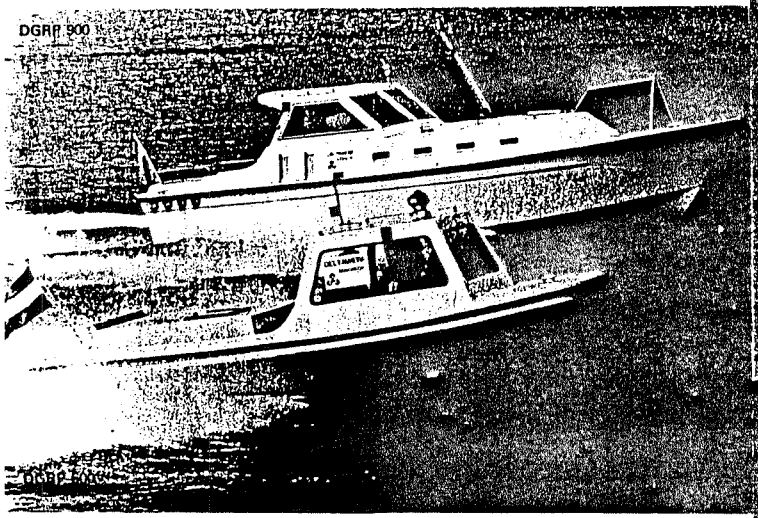
Advanced construction methods enable us to make
extremely short times of delivery possible.

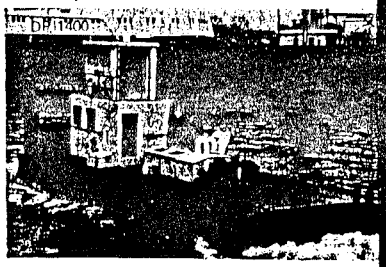
Extensive standardization of almost all parts ensures
swift subsequent deliveries and
the continuous operation of the vessels.

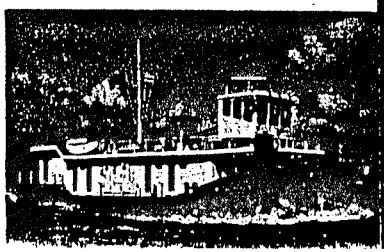
Our own bases have been established in the locations
where nowadays concentrations of dredging and
contracting companies are to be found, viz.
The Gulf States and East and West Africa.

Delta Shipyard

Complete construction line







Main features:

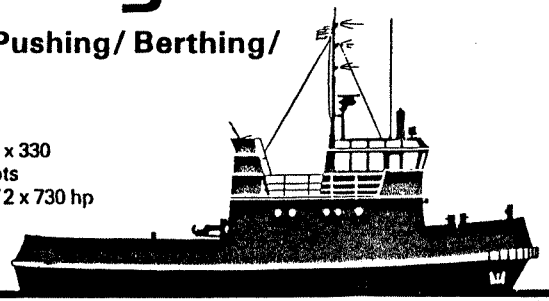
Extreme short delivery times
Designed to international standards
Spare parts immediately available
Competitively priced

International Workboat suppliers
P.O.Box 51 / Shadrecht / The Netherlands
Phone 01840-16360 / Telex 23576
Cable: deltaship

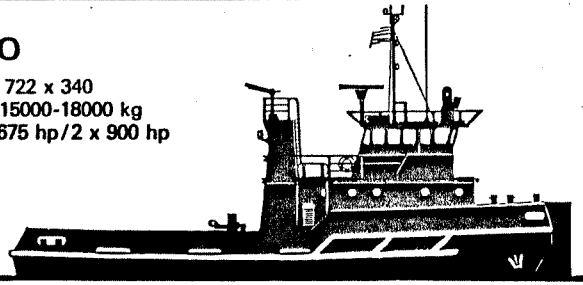
Delta Tugs

Towing/Pushing/ Berthing/ Mooring

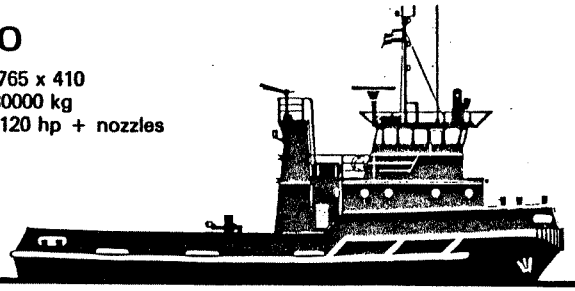
dt 2200
im: 2225 x 685 x 330
peed: 10.5 knots
ower: 2 x 675/2 x 730 hp



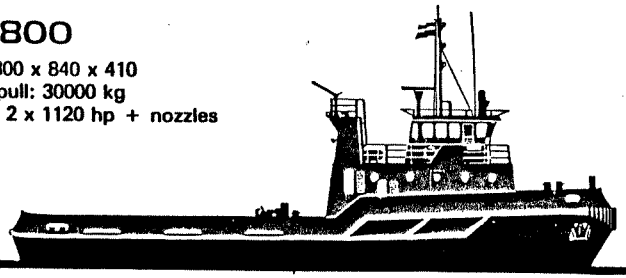
dt 2350
im: 2362 x 722 x 340
ollardpull: 15000-18000 kg
ower: 2 x 675 hp/2 x 900 hp



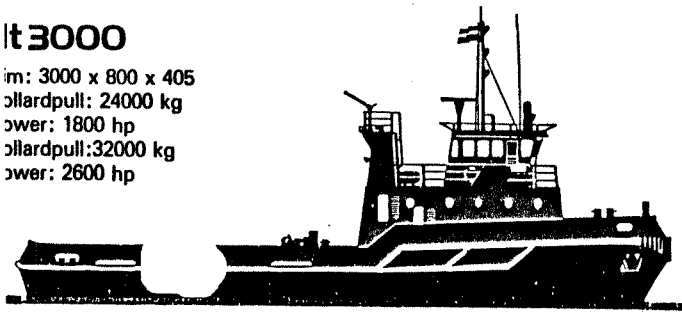
dt 2650
m: 2650 x 765 x 410
ollardpull: 30000 kg
ower: 2 x 1120 hp + nozzles



dt 2800
m: 2800 x 840 x 410
ollardpull: 30000 kg
ower: 2 x 1120 hp + nozzles



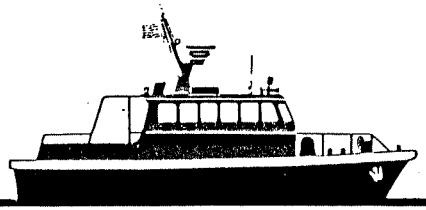
dt 3000
im: 3000 x 800 x 405
ollardpull: 24000 kg
ower: 1800 hp
ollardpull:32000 kg
ower: 2600 hp



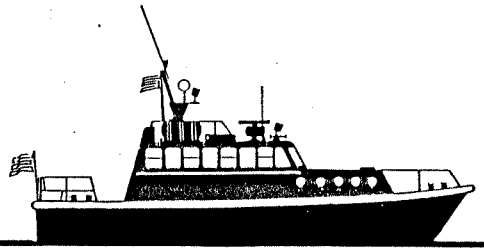
Delta Sprint

Pilotage/Inspection/Patrol

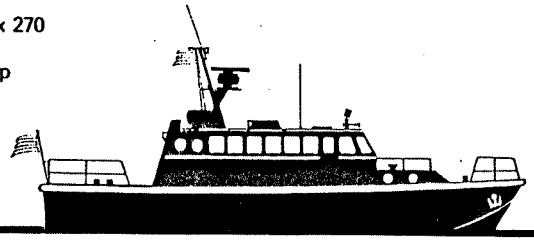
dsp 1400
dim: 1450 x 420 x 210
speed: 18 knots
power: 2 x 460 hp



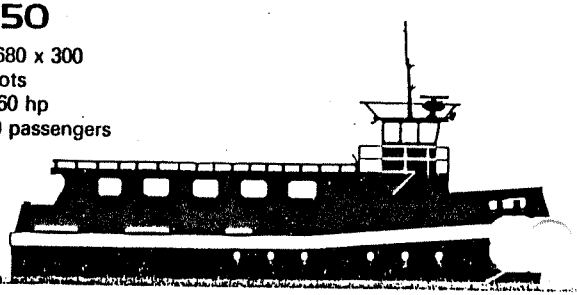
dsp 1700
dim: 1700 x 450 x 220
speed: 18 knots
power: 2 x 500 hp



dsp 2000
dim: 2000 x 487 x 270
speed: 15 knots
power: 2 x 500 hp



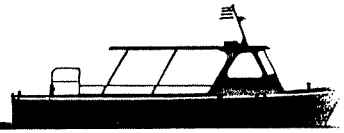
DeltaPersonnel Carrier



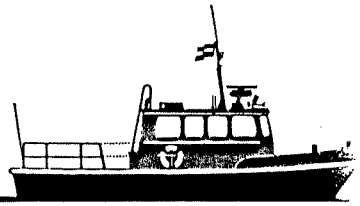
Delta Launch & Crewboats

Forwarding, Hydrographic Surveying

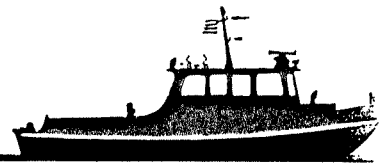
dl 950
dim: 950 x 300 x 150
speed: 8 knots
power: 90 hp



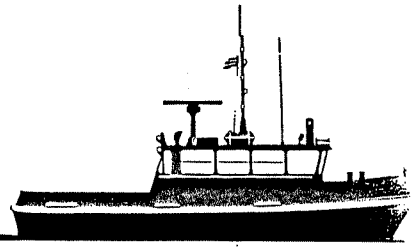
dc 1200
dim: 1200 x 360 x 180
speed: 11 knots
power: 2 x 127 hp



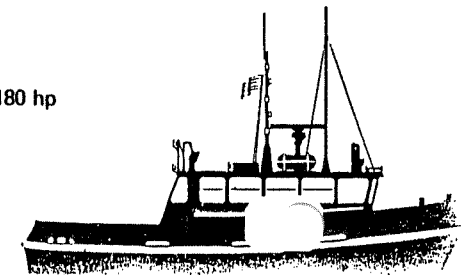
dl 1265
dim: 1265 x 340 x 160
speed: 9 knots
power: 240 hp



dc 1400
dim: 1420 x 420 x 200
speed: 10 knots
power: 240/360 hp



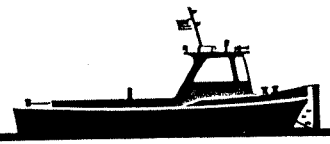
dc 1520
dim: 1520 x 436 x 210
speed: 10 knots
power: 1 x 240hp/2 x 180 hp



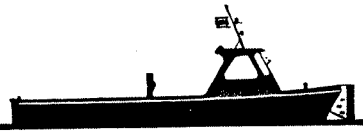
DeltaTugs

Towing/Pushing/Berthing/Mooring

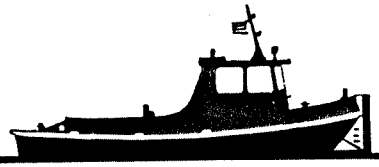
dt 815
dim: 815 x 310 x 125
speed: 8 knots
power: 60 hp



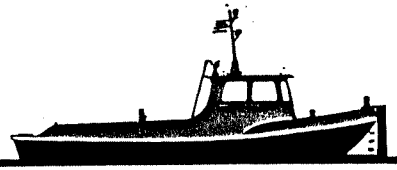
dt 950
dim: 950 x 300 x 150
speed: 8 knots
power: 90 hp



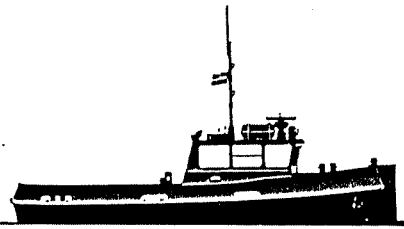
dt 1050
dim: 1050 x 350 x 160
speed: 9 knots
power: 120 hp/180 hp



dt 1265
dim: 1265 x 345 x 170
speed: 9 knots
power: 240 hp



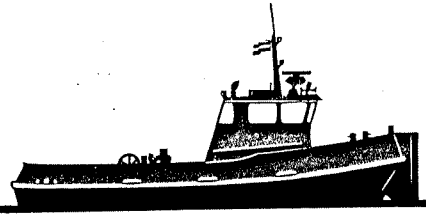
dt 1400
dim: 1400 x 400 x 200
speed: 10 knots
power: 240 hp/370 hp



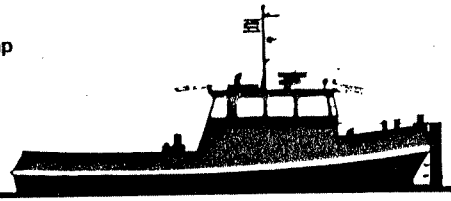
DeltaTugs

Towing/Pushing/Berthing/Mooring

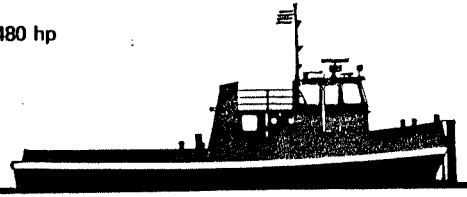
dt 1520
dim: 1520 x 421 x 210
speed: 10 knots
power: 370 hp/ 480 hp



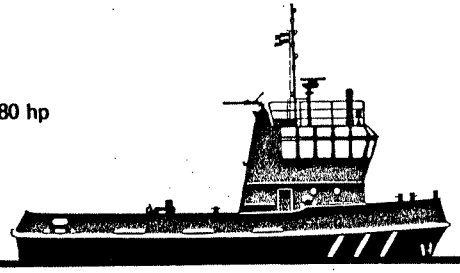
dt 1575
dim: 1575 x 485 x 230
speed: 10 knots
power: 2 x 240/2 x 365 hp



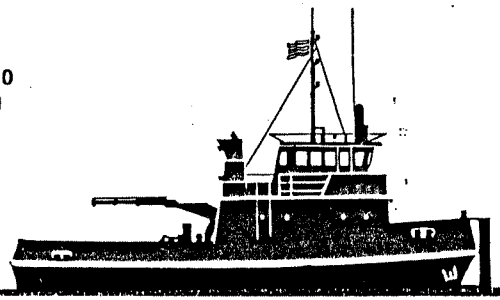
dt 1850 MK I
dim: 1850 x 550 x 275
speed: 10 knots
power: 2 x 365 hp/2 x 480 hp



dt 1850 MK II
dim: 1850 x 550 x 275
speed: 10 knots
power: 2 x 365 hp/2 x 480 hp



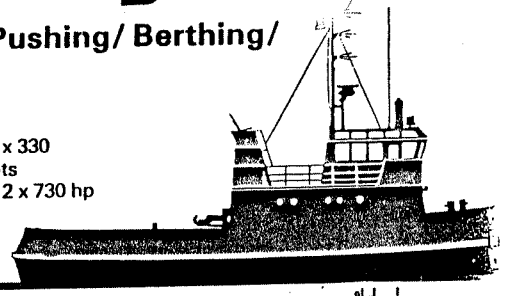
dt 2050
dim: 2050 x 640 x 310
bollardpull: 15000 kg
power: 2 x 675 hp



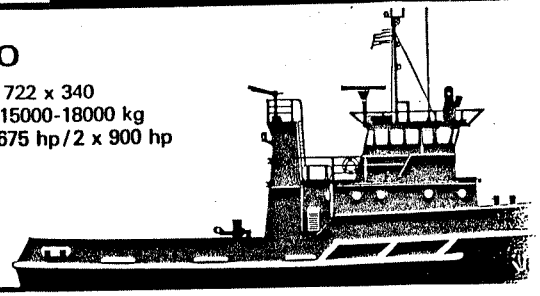
DeltaTugs

Towing/Pushing/ Berthing/ Mooring

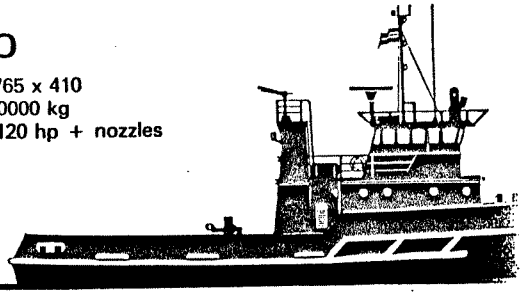
dt 2200
dim: 2225 x 685 x 330
speed: 10.5 knots
power: 2 x 675/2 x 730 hp



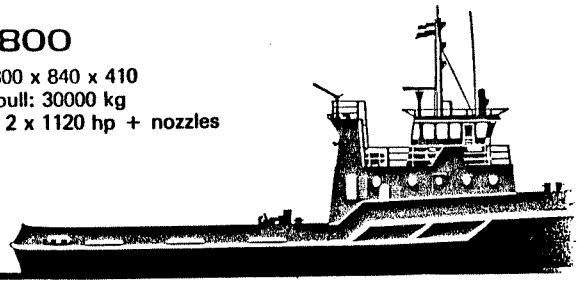
dt 2350
dim: 2362 x 722 x 340
bollardpull: 15000-18000 kg
power: 2 x 675 hp/2 x 900 hp



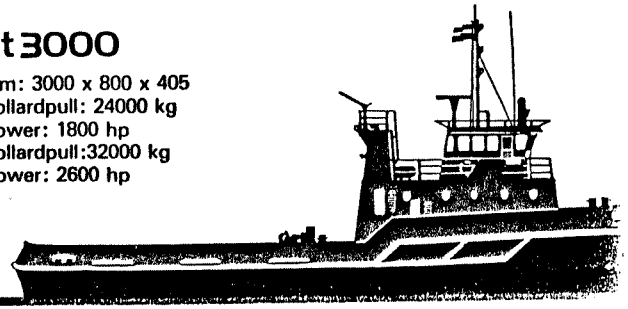
dt 2650
dim: 2650 x 765 x 410
bollardpull: 30000 kg
power: 2 x 1120 hp + nozzles



dt 2800
dim: 2800 x 840 x 410
bollardpull: 30000 kg
power: 2 x 1120 hp + nozzles



dt 3000
dim: 3000 x 800 x 405
bollardpull: 24000 kg
power: 1800 hp
bollardpull:32000 kg
power: 2600 hp



DeltaSwift

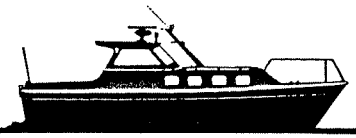
Pilotage / Inspection / Patrol

dgrp 600

dim: 610 x 280 x 130
speed: 30 knots
power: 183 hp jet drive

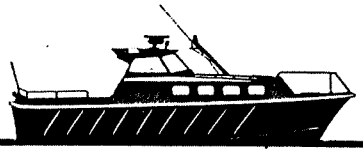
dgrp 900

dim: 930 x 330 x 140
speed: 21 knots
power: 183 hp jet drive



dgrp 960

dim: 960 x 320 x 150
speed: 18 knots
power: 2 x 80 hp



DeltaM/P Pontoons

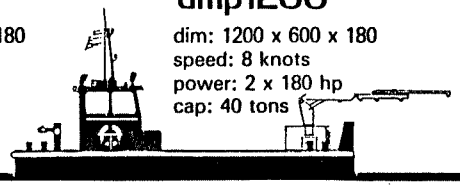
Buoy handling / Port maintenance / Dredger assistance

dmp 1000

dim: 1000 x 500 x 180
speed: 8 knots
power: 120 hp
cap: 30 tons

dmp 1200

dim: 1200 x 600 x 180
speed: 8 knots
power: 2 x 180 hp
cap: 40 tons

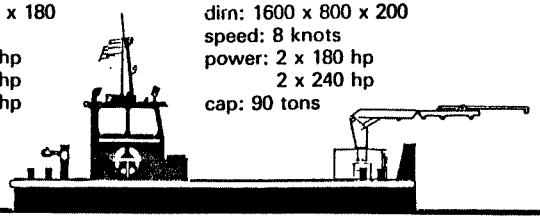


dmp 1400

dim: 1400 x 600 x 180
speed: 8 knots
power: 2 x 120 hp
2 x 180 hp
2 x 240 hp
cap: 50 tons

dmp 1600

dim: 1600 x 800 x 200
speed: 8 knots
power: 2 x 180 hp
2 x 240 hp
cap: 90 tons



dmp 1800

dim: 1800 x 800 x 200
speed: 8 knots
power: 2 x 180 hp
2 x 240 hp
cap: 110 tons

dmp 2000

dim: 2000 x 900 x 245
speed: 8 knots
power: 2 x 240 hp
2 x 360 hp
cap: 135 tons

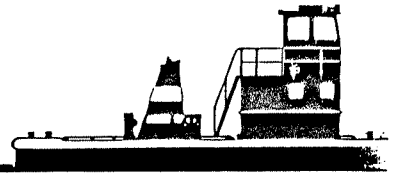
dmp 2400

dim: 2400 x 1000 x 230
speed: 8 knots
power: 2 x 240 hp / 2 x 360 hp
cap: 180 tons

DeltaPushers

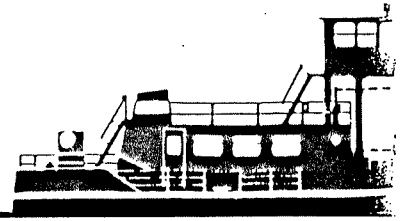
dp1400

dim: 1400 x 600 x 180
power: 2 x 240 hp



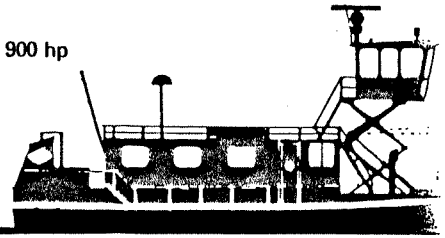
dp1500

dim: 1500 x 700 x 200
power: 2 x 480 hp



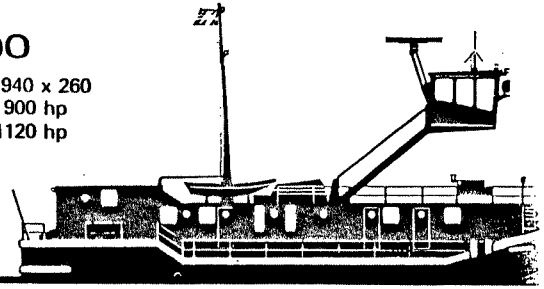
dp1875

dim: 1875 x 950 x 260
power: 2 x 675 hp / 2 x 900 hp



dp2300

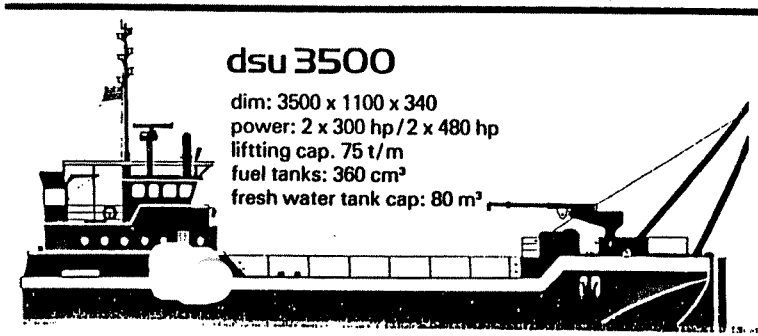
dim: 2300 x 940 x 260
power: 2 x 900 hp
2 x 1120 hp



DeltaSupply

dsu 3500

dim: 3500 x 1100 x 340
power: 2 x 300 hp / 2 x 480 hp
liftting cap. 75 t/m
fuel tanks: 360 cm³
fresh water tank cap: 80 m³



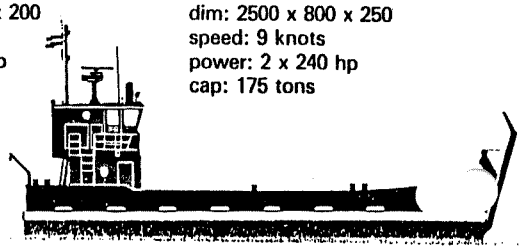
DeltaLandingcraft

dlc 2000

dim: 2000 x 700 x 200
speed: 9 knots
power: 2 x 240 hp
cap: 100 tons

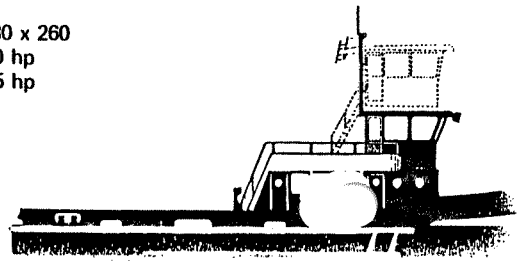
dlc 2500

dim: 2500 x 800 x 250
speed: 9 knots
power: 2 x 240 hp
cap: 175 tons



dp 2100

dim: 2150 x 680 x 260
power: 2 x 480 hp
2 x 675 hp



delta shipyards

Deltawerf/shipyard has already an experience in shipbuilding for more than 50 years.

Since 1969 Deltawerf/shipyard has specialized in the building of:
Tugboats - mooring launches - sounding launches - self propelled pontoons - pushboats - crewboats - hydrographic launches - fishing vessels.
Due to this standardization the delivery-times are extremely short. The prices of Delta standardized vessels have proved to be compatitive all over the world.

after sales service

Deltawerf takes care of technical after sales service, by means of engineers, who will give the best and quickest possible service to our customers, whenever and wherever needed.
Spare-part from stock, can be delivered with the first available flight.

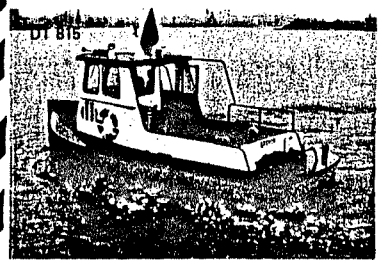
design & supervision

Deltawerf develops special designs of new standard- or custom built products. In this matter we are willing to co-operate with designdepartments of our customers in or outside Holland.

optionals

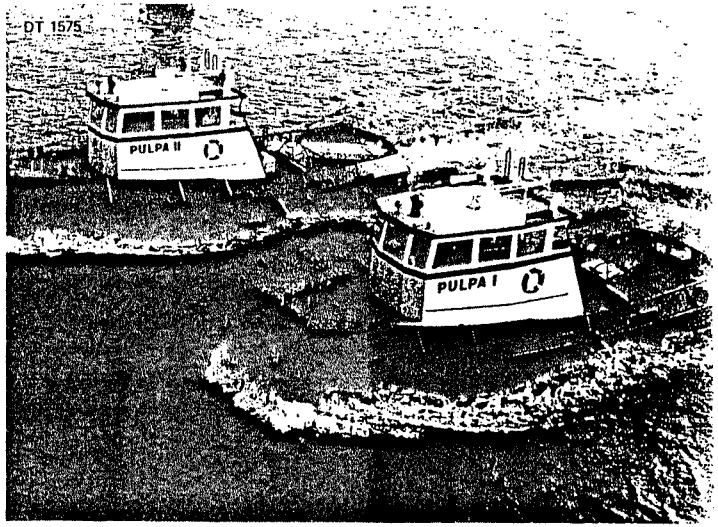
Optionals which can be equipped on the standard Deltavessels are:
Clear-view-screen - compass - radar - single or double pushbow with 15" rubberfender - accommodation - flying bridge with second steering position - towing hook - anchor equipment - echo sounder - kort nozzle - hydrografic equipment, fire fighting equipment, position fixing equipment, v.h.f. etc. etc.

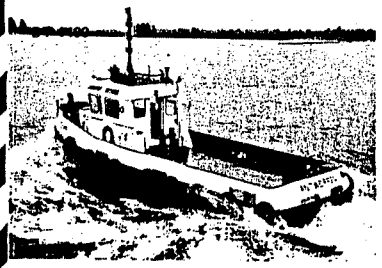
It's plain-sailing with Delta workboats



DT 1265

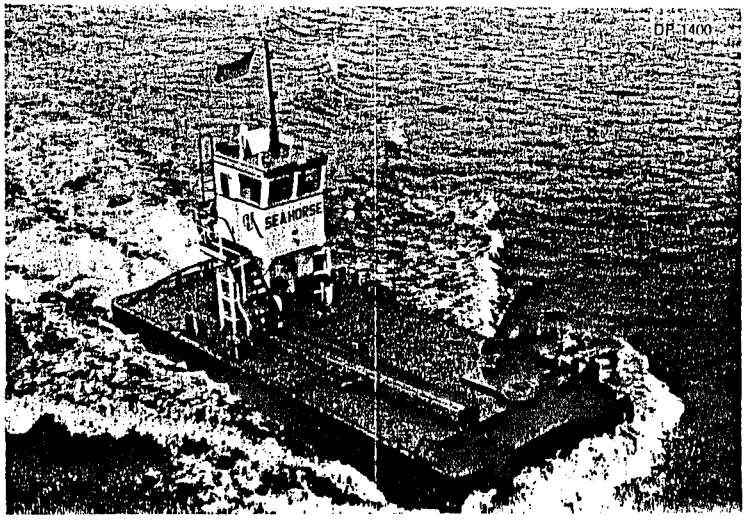
DT 1575



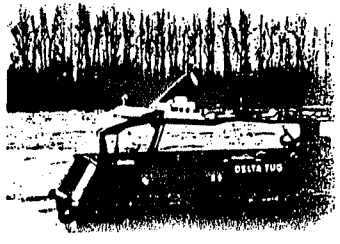


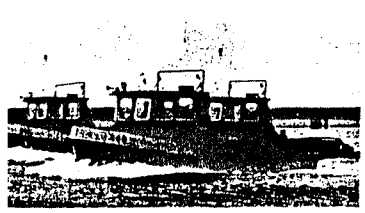
DT 1400

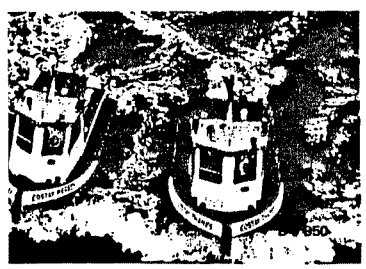
DT 1400

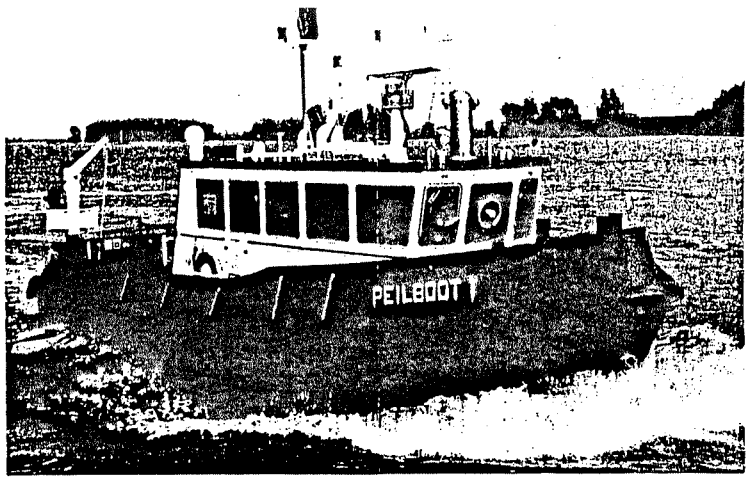


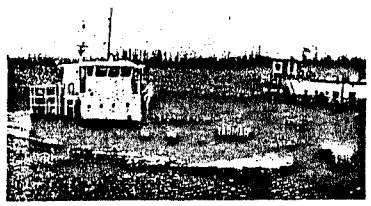
DT 1850 MK II



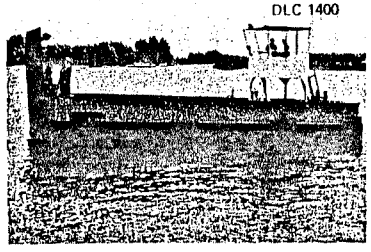


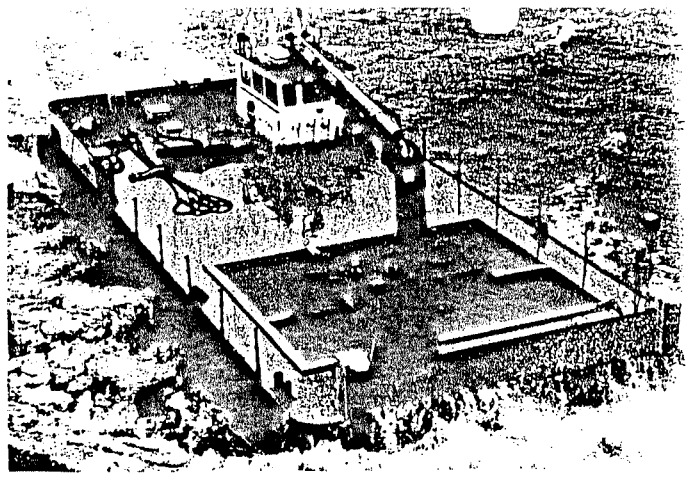




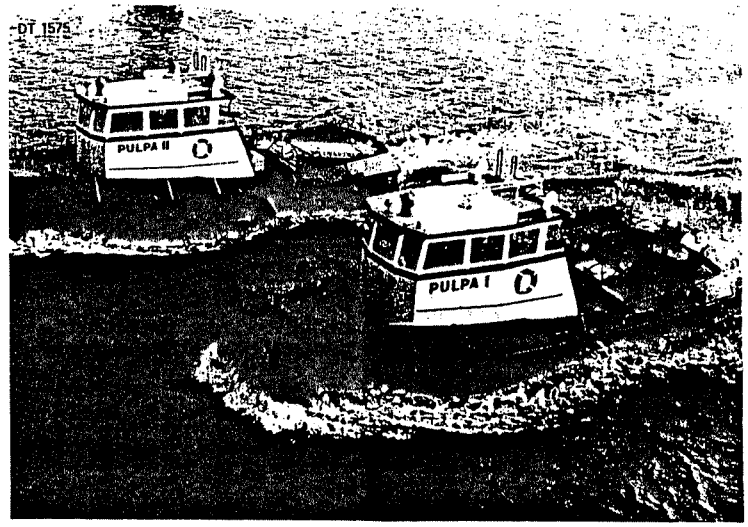


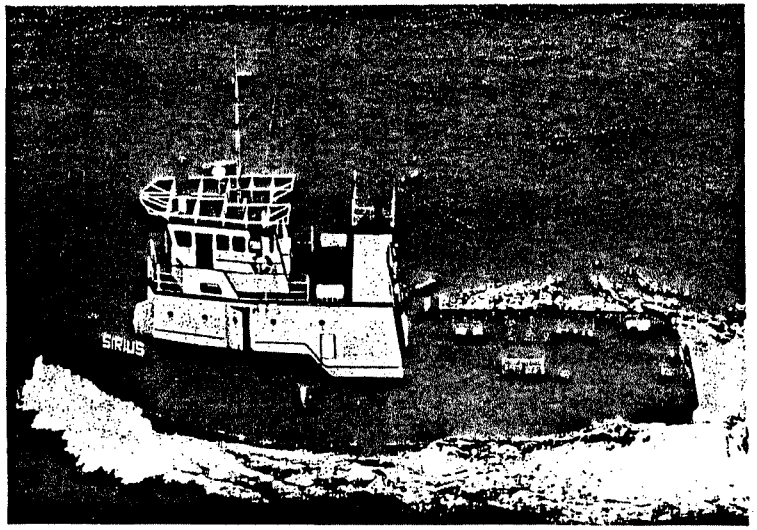
DLC 1400



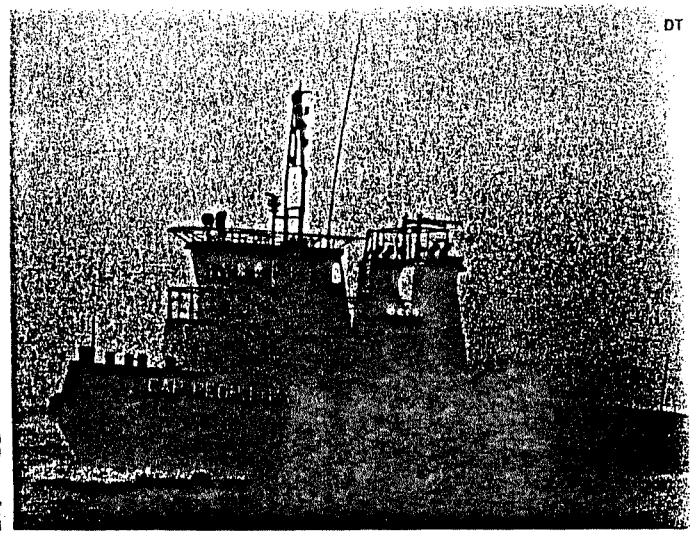


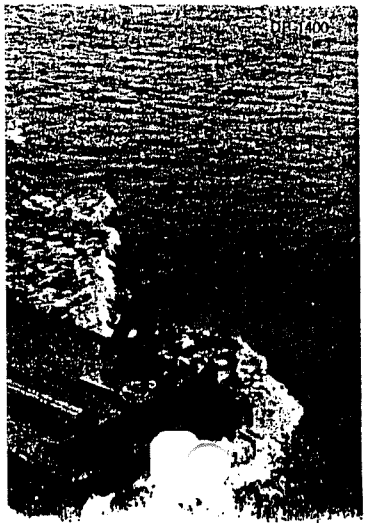
DT 1575



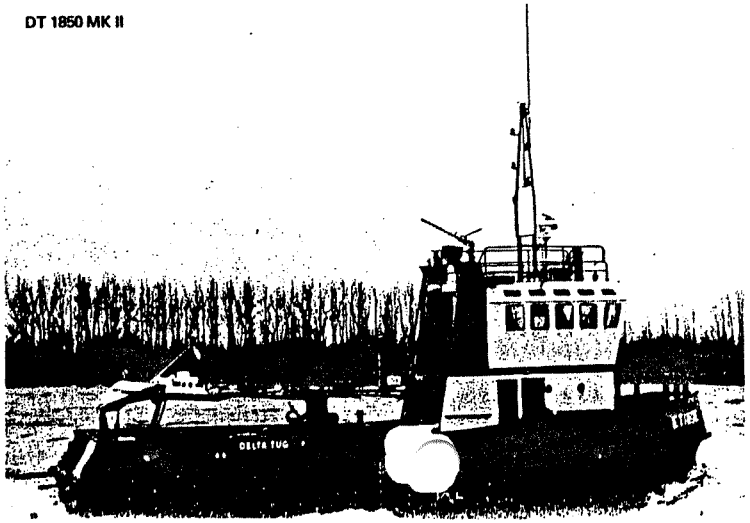


DT

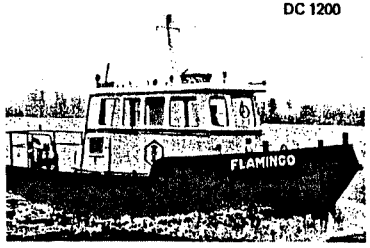




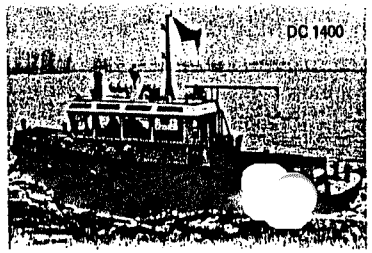
DT 1850 MK II



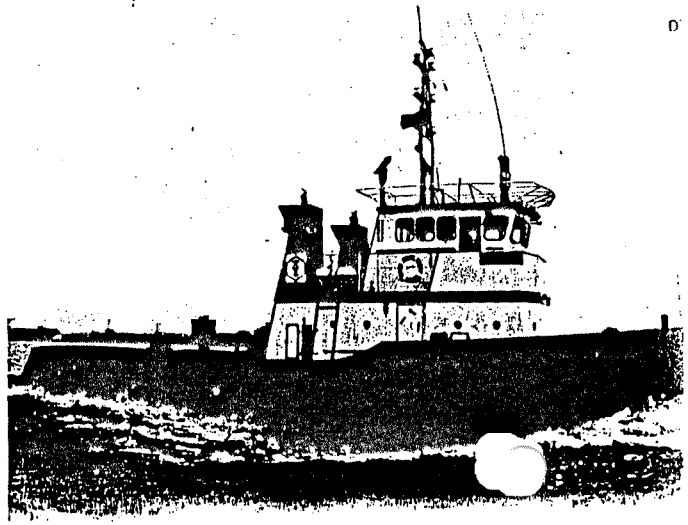
DC 1200



DC 1400



D



BIJLAGE XXVI

Handberekening "Grind"

GRIND

De Scradeway kan grindribben leggen met een snelheid van 493 m^3/uur [Cement, 2001]. Het grind wordt aangevoerd door middel van duwbakken. Er wordt aangenomen dat een grindaanvoer van 493 m^3/uur mogelijk is. De hoeveelheid grind in de grindribben onder een lage drempel (maatgevend) bedraagt ongeveer 0,75 * 41,20 * 29,00 = 896 m^3. Het grind kan in 896 / 493 ≈ 2 uur gelegd worden.

KOSTEN

De Scradeway is eigendom van Royal Boskalis Westminster nv. De prijzen voor het leggen van de grindribben worden weergegeven in Tabel XXVI-1.

Post	Activiteit		Prijzen (USD)
Grind		m^3	20
Scradeway	Verslepen	heen en terug	500000
	Operationeel	week	200000
	Stand-By	week	125000

Tabel XXVI-1: *Kosten Leggen Grindribben*

De totale hoeveelheid te leggen grind bedraagt 0,75 * 41,20 * 220,00 = 6798 m^3. De kosten hiervan bedragen 6798 * 20 = USD 135960. Er moeten 7 onderstukken afgezonken worden. De Scradeway moet 7 keer een grindbed leggen.

NAT JAAR

In een nat jaar 2000 moet de Scradeway gedurende de periode van 1 mei 2000 tot en met 31 oktober 2000 aanwezig zijn. De operationele kosten bedragen 7 * 200000 = USD 1400000. De stand-by kosten bedragen 27 * 125000 = USD 3375000. De totale kosten bedragen:

135960 + 1400000 + 3375000 + 500000 ≈ USD 5000000

DROOG JAAR

In een droog jaar 2000 moet de Scradeway gedurende de periode van 1 mei 2000 tot en met 1 mei 2000 aanwezig zijn. De operationele kosten bedragen 7 * 200000 = USD 1400000. De stand-by kosten bedragen 54 * 125000 = USD 6750000. De totale kosten bedragen:

135960 + 1400000 + 6750000 + 500000 ≈ USD 9000000

Grindbed Tweede Beneluxtunnel

ir. A.J.C. van Aart, Bouwdienst Rijkswaterstaat

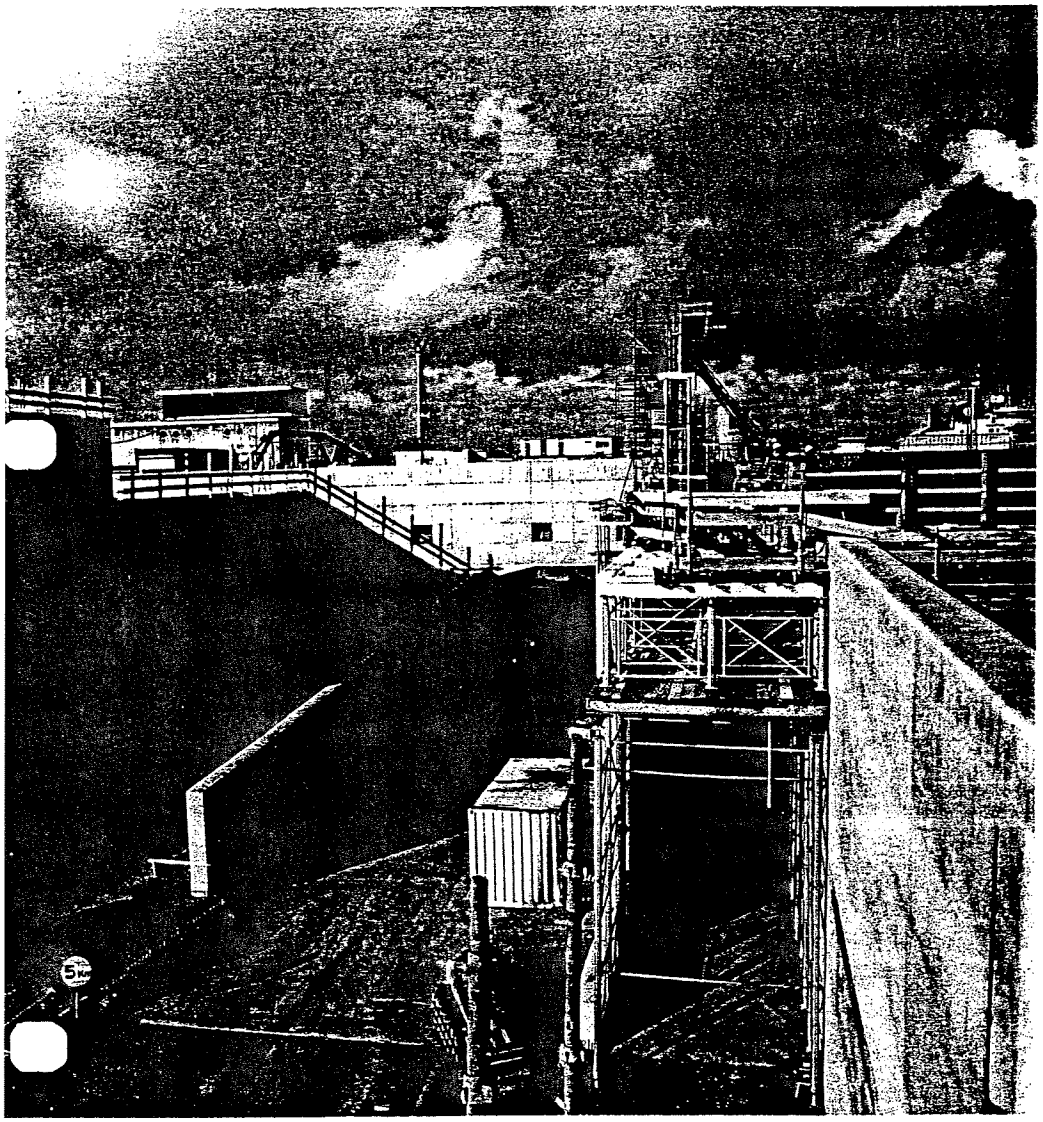


foto: Henk van der Veen

De Tweede Beneluxtunnel is onderdeel van de A4 en ligt tussen de knooppunten Kethelplein en Beneluxster. De afgezonken tunnel wordt momenteel gebouwd, direct naast de bestaande Beneluxtunnel en is bestemd voor capaciteitsuitbreiding van de A4 en voor een nieuwe metrolijn. Opvallend aan de nieuwe tunnel is de innovatieve oplossing voor de fundering van de tunnelelementen.

Naast snelwegverkeer zal de tunnel plaats bieden aan fietsers en de metro van de Beneluxlijn (fig.1). De tunnel bestaat uit een zestal tunnelelementen van elk 140 x 45,25 x 8,485 m³.

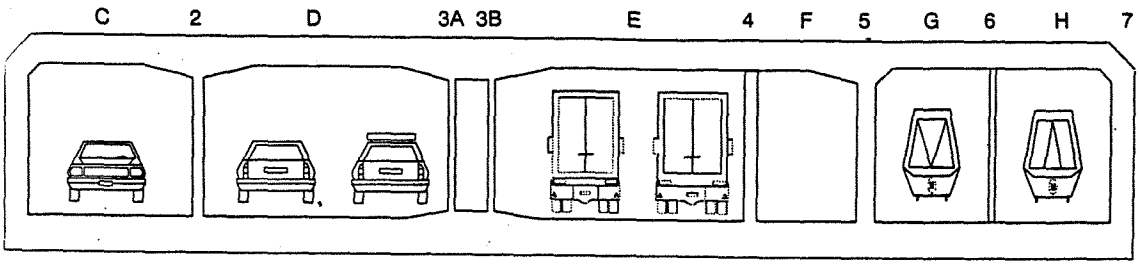
Traditioneel worden in Nederland tunnelelementen van een afgezonken tunnel tijdens het afzinken geplaatst op een neus/kinconstructie en twee vijzelpennen (driepuntsoplegging). De tunnelelementen worden uiteindelijk gefundeerd op een zandbed dat na het afzinken, door middel van onderstroming onder de tunnelelementen wordt aangebracht. Bij de Tweede Beneluxtunnel zijn vier van de zes tunnelelementen (nummers 2, 3, 4 en 6) echter gefundeerd op een grindbed (fig. 2).

Opdrachtgever voor deze tunnel is Rijkswaterstaat Directie Zuid-Holland, het ontwerp is gemaakt door de afdeling Tunnelbouw van de Bouwdienst Rijkswaterstaat. De uitvoering is ter hand genomen door de aannemerscombinatie Hollandse Combinatie Benelux, bestaande uit Van Hattum en Blankevoort, HBW en NBM.

Waarom een grindbed?

Het bestek dat ten grondslag ligt aan de Tweede Beneluxtunnel, is geschreven op basis van een traditionele fundering op onderstroomzand. Het haalbaarheidsontwerp uit de besteksfase heeft aangetoond dat deze traditionele wijze van funderen van een tunnelelement zowel in de bouwfase (met een driepuntsoplegging) als in de eindfase (op zand) mogelijk was. De fundering moet zowel worden gedimensioneerd op de optredende verticale krachten (eigen gewicht, ballastwater en grondbelasting), als op de optredende horizontale krachten (als gevolg van stroming en passerende scheepvaart). Deze laatste belastingen spelen alleen een rol in de bouwfase en kunnen worden vertaald naar een eis betreffende voldoende gewicht van een tunnelelement.
Een aantal aannames die de aannemer en opdrachtgever tijdens de start van de uitvoeringsfase hadden gedaan, resulteerden uiteindelijk in onvoldoende gewicht om de betreffende horizontale belastingen op te kunnen nemen.

Om het probleem van het opnemen van de horizontale belastingen op te lossen zijn een aantal alternatieven de revue gepasseerd. Uiteindelijk is gekozen voor toepassing van een grindbed. Het



1 | Dwarsdoorsnede Tweede Beneluxtunnel

grindbed zou, vóór het afzinken, op de bodem van de zinksleuf worden gelegd.

Door de grotere wrijvingscoëfficiënt van grind-beton kon een zo grote wrijvingskracht worden gemobiliseerd, dat de voorspelde horizontale kracht door passerende scheepvaart kon worden opgenomen. Daarnaast bood het grindbed de mogelijkheid om eventueel extra ballast in het element te kunnen toevoegen, zonder dat dit nadelige consequenties zou hebben voor de voorspanning in de elementen.

Ontwerp grindbed

Bij het ontwerp van het grindbed speelden onder meer de tunnelconstructie en de lay-out van het grindbed een rol.

Tunnelconstructie

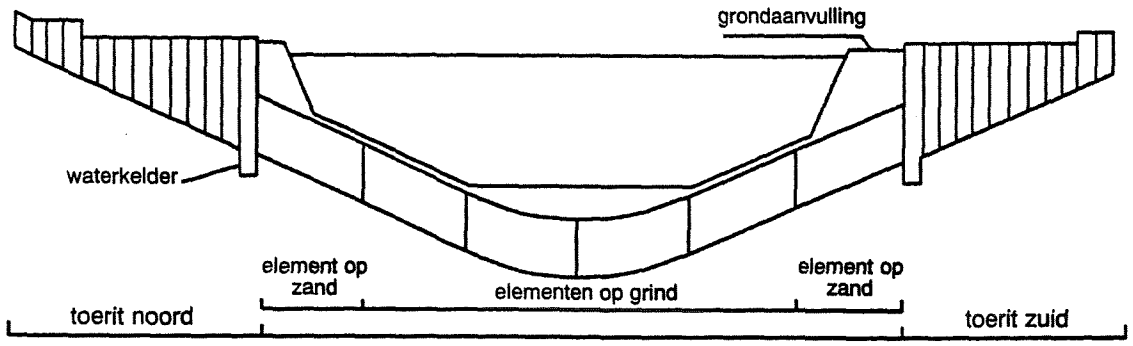
Omdat pas in een laat stadium was gekozen voor een grindbed en de tunnelelementen reeds waren gebouwd, was aanpassing van de wapening niet meer mogelijk. Dit heeft geleid tot de bijzondere situatie dat voor de eisen ten aanzien van de ligging van het grindbed is gekeken naar hetgeen toelaatbaar was voor de tunnelconstructie.

Om te controleren of een tunnelelement bestand was tegen een 'oneffenheid' in het grindbed zijn een aantal 2D- en 3D-doorsnedeberekeningen uitgevoerd. Hierbij is een 'oneffenheid' in het grindbed vertaald naar een lokaal stijver of slapper reagerende bedding, verdeeld over de tunneldoorsnede. Het hieruit volgende momentenverloop in de tunnelconstructie is vergeleken met de opneembare momenten. Hieruit is afgeleid welke grindbedniveaus toelaatbaar waren en welke niet.

Door een beschouwing van de constructie en de resultaten van de berekeningen waren de volgende conclusies te trekken:

- De twee buitenste kokers (C en G/H) (zie figuur 1) vormen, door hun relatief kleine afmetingen, elk een stijf geheel ten opzichte van de binnenste koker (E). Een extra moment in koker C is nauwelijks meer merkbaar in het momenten-, dwarskrachten- of verplaatsingsverloop in koker G/H. Een verandering van moment in koker E leidt eveneens nauwelijks tot een verandering in krachtenverloop in de overige kokers.
- Een stijvere bedding onder de vloervelden in de kokers C en G/H betekent een forse toename van het moment en de dwarskracht in deze vloervelden.
- Een stijvere bedding onder vloerveld E betekent een relatief kleine toename van het moment in deze koker. Het verplaatsingsverschil met de wanden 3 en 4/5 neemt toe. Koker E reageert dus relatief slap.
- Een stijvere bedding onder een wand betekent een beperkte toename van de momenten en de dwarskrachten. De belastingafdracht vindt hoofdzakelijk plaats in de langsrichting van de moot, dus in de lengterichting van de kokers.

Door de beperkte afmetingen van de kokers C en G/H is er naar verhouding weinig wapening gelegd in de betreffende doorsneden. Door de forse toename van momenten en dwarskrachten bij een relatief stijve bedding, worden



2 | Langsdoorsnede van de tunnel: de zes elementen hebben een lengte van 6 x 140 m

strenge eisen gesteld aan het aanlegniveau van het grindbed ter plaatse van de betreffende kokers. Voor alle vloerdelen geldt dat het grindbed bij het plaatsen van de tunnelelementen niet als eerste onderdeel van de tunnel belasting mogen dragen.

Lay-out grindbed
Het grind is gelegd met behulp van een Multi Purpose Pontoon (MPP) (fig. 3) waaraan een stortpijp was bevestigd. Tijdens het storten is er voor gezorgd dat er altijd een overhoogte van grind in de stortpijp aanwezig was. Op deze wijze kon een constante dichtheid worden bereikt. Het niveau van de onderzijde van de stortpijp was variabel, zodat het mogelijk was verschillen in aanlegniveaus te creëren. Het bereikte niveau werd gemeten door middel van echosounders. Voor het leggen van het grind werd de plaats van het ponton zelf met behulp van lasertechnologie ingemeten aan de hand van een vast punt op een van beide oevers. Na het leggen van een grindrug was het mogelijk om het aangelegde niveau enigszins te corrigeren. Hiertoe was er aan de onderzijde van de stortpijp een plaat gemonteerd, die een eventueel overschot aan grind kon verschuiven in de richting van de goot tussen de grindruggen.

Het grind wordt gelegd in banen loodrecht op de tunnelas. De bovenzijde van een grindrug is 1,65 m breed. Nadat een rug is gelegd, wordt het ponton verplaatst, waarna weer een volgende wordt gelegd. De ruimte tussen de bovenzijden van twee grindruggen bedraagt een meter. Tussen de grindruggen wordt zo de goot gevormd. Per moot zijn er zeven grindruggen.

Aangezien het grind rug na rug werd gelegd, met een zekere tolerantie voor wat betreft de ligging van de bovenzijde van het grind, was het van het grootste belang om vanuit het ontwerp aan te geven waar de 'bergen' in de grindrug zich mochten/moesten bevinden en waar absoluut niet. Met behulp van eerder genoemde rekenkundige analyses van de tunnelmoten zijn een aantal criteria opgesteld. Hierin is vastgelegd op welk niveau de bovenzijden van de grindruggen moesten komen.
Verder was het van belang om na de aanleg van een grindrug, vast te stellen welk niveau daadwerkelijk was gerealiseerd. Aan de hand van metingen en het vastleggen van toelaatbare verhoudingen tussen de gemeten waarden, is men gekomen tot een geaccepteerde ligging van het grindbed.

Er werd vanuit gegaan dat de aangelegde niveaus at random waren verdeeld. Dit vormde de basis van de acceptatie van het grindbed. Alle toetscriteria die zijn opgesteld ten behoeve van het vastleggen van de toelaatbare verhoudingen zijn slechts opgesteld ter controle en voorkoming van het optreden van een systematische fout. Voorkomen moest worden dat een bepaalde plaats onder een moot beduidend eerder als oplegging zou gaan fungeren dan de overige delen.

Aandachtspunten
Bij het eerste ontwerp van het grindbed is een groot aantal aspecten in overweging genomen. De belangrijkste zijn:

De migratie van zand uit de ondergrond in het grind.
De ondergrond waarop het grindbed is gelegd bestaat uit zand. De mogelijkheid bestaat dat het zand uit de ondergrond migreert in het grindpakket. Overmatige zettingen kunnen dan het gevolg zijn.
De verwachting was echter dat de drijvende kracht voor een dynamisch verhang in de vorm van verkeerstrillingen beperkt is en dat de omvang van de maximale zettingen wordt beperkt door de geringe dikte van de laag grind en daarmee de beperkte beschikbare hoeveelheid holle ruimte in het grind.
Bovendien zullen er geen verschilzettingen optreden tussen twee moten, maar zullen de zettingen een gelijkmatig verloop hebben.
Ten slotte zal een eventueel optredend migratieproces na korte tijd stoppen, omdat een eenmaal gemigreerde steen niet verder zakt, maar vlak onder de oppervlakte blijft liggen. Daarom zijn geen maatregelen voorzien tegen migratie.

De invloed van de drukke scheepvaart op de Nieuwe Maas.
Tijdens het leggen van het grindbed moet de scheepvaart worden omgeleid via een corridor. Ter plaatse van het ponton zelf was geen scheepvaart mogelijk. Het was ook niet mogelijk het ponton tijdens het leggen van een grindbed tijdelijk weg te halen, omdat dan het referentieniveau opnieuw moest worden ingesteld. Het probleem is dat niet twee keer exact hetzelfde referentieniveau kon worden verkregen.

Het korte tijdsbestek waarin een grindbed moet worden gelegd.
Een grindbed voor een tunnelelement zou in ongeveer vier à vijf dagen kunnen worden gelegd. Aansluitend zou het tunnelelement afzinken; volgens planning één element per week. Dit hield in dat ook een grindbed per week moest worden gelegd. Grote afwijkingen in de ligging van het grindbed zouden vrijwel meteen leiden tot uitstel van de afzinkoperatie.

Het optreden van sedimentatie.
Het was mogelijk het MPP uit te rusten met een opschoonvoorziening.

Uitvoering

Het leggen van het grindbed vormde in de praktijk geen probleem. Gemiddeld werd een grindrug gelegd in anderhalf uur. Dit was inclusief controle op de

igging van de grindrug. De oorspronkelijke verwachting was dat een grindbed in vier à vijf dagen zou worden gelegd, in de praktijk bleken drie dagen voldoende.

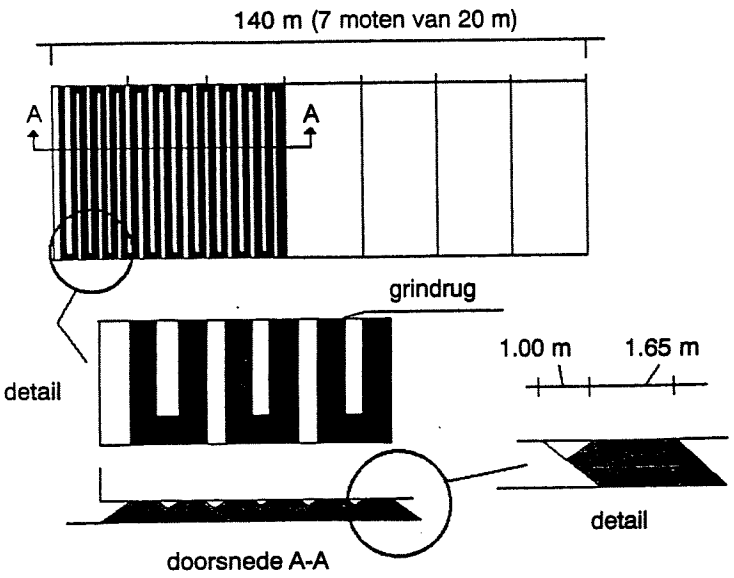
De zettingsgegevens hebben geleerd dat het grindbed ten opzichte van de traditionele funderingsmethode ongeveer evenveel zetting vertoont (op Nederlandse bodem). Een deel van de zetting valt te verklaren door het compacter worden van het grindpakket. Een ander deel is waarschijnlijk veroorzaakt door het optreden van enige migratie. Door stabilisatie van de zettingen is het migratieproces eindig.

Er zijn geen problemen opgetreden bij het leggen van het grind, als gevolg van passerende scheepvaart. Op een enkele storing na van het ponton en een zware bui is het proces van het grindleggen niet verstoord geweest.

Al eerder is aangegeven dat het MPP kon worden uitgerust met een opschoonvoorziening. Deze voorziening was in staat geringe sedimentatie tot circa achttien uur voor het plaatsen van een tunnelelement te verwijderen. Eventuele sedimentatie op de ruggen zou dan worden verwijderd, sedimentatie in de geulen tussen de ruggen zou blijven zitten.

Het grindbed voor het eerste element dat op grind zou worden afgezonken (element 2) was gereed circa twee etmalen voor de geplande plaatsing van het element. Toetsing aan de criteria leerde dat het grindbed zeer nauwkeurig was gelegd. De laatste grove meting voor het afzinken, ter controle of er geen grote voorwerpen op het grindbed waren terechtgekomen, gaven geen verontrustende resultaten te zien.

Het afzinkproces zelf verliep zonder noemenswaardige problemen. Na plaatsing van het element bleek deze aan de primaire zijde



3 | Eerste lay-out van het grindbed

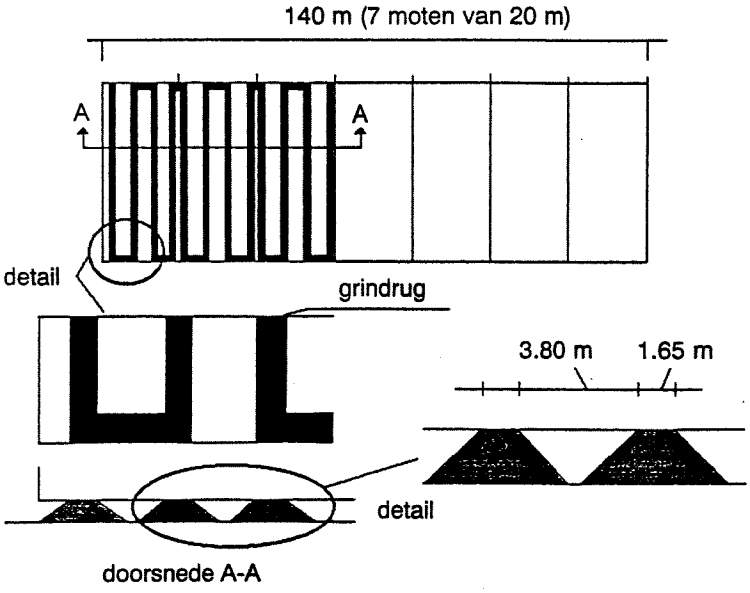
(de zijde die aansluit tegen het landhoofd of een voorgaand element) 0,08 m en aan de secundaire zijde 0,20 m boven het theoretisch niveau te liggen. De toegestane marges bedroegen 0,025 m. Omdat niet precies bekend was wat er aan de hand was, is besloten het afzinkproces te onderbreken en het element terug naar de oppervlakte te halen en af te meren aan een kade.

Uit onderzoek uitgevoerd in de dagen na de mislukte afzinkpoging bleek dat er sprake was van sedimentatie, in de vorm van een yoghurt-achtige substantie met een dichtheid van naar schatting 1200 kg/m^3. (Bij deze dichtheid is het niet mogelijk een tunnelelement af te zinken.)
Verder bleek dat de substantie hoogstwaarschijnlijk is ontstaan ter plaatse van de scheidingslaag zoet/zout water door uitvlokking van gesuspendeerd materiaal in de met zout water gevulde zinksleuf. De sedimentatie vond zeer snel plaats; circa 0,10 m per etmaal. Het materiaal had zo weinig structuur dat het door stroming zo weer kon worden weggespoeld. De meeste sedimentatie werd overigens gemeten in het midden van het element.

Aanpassing ontwerp grindbed
Om het probleem van de overmatige sedimentatie het hoofd te bieden, zijn diverse oplossingen bekeken waarbij uiteindelijk gekozen is om:

- in het grindbed bergingscapaciteit voor het sediment te creëren;
- de funderingsdruk op het grindbed te verhogen;
- het grindbed zo kort mogelijk voor de start van het afzinken aan te leggen;
- de zinksleuf continu op te schonen naast de plaats waar het grindbed werd gelegd. Opschonen van het grindbed zelf werd verzorgd door het MPP.

Door het aantal grindruggen te verminderen van zeven naar vier per moot kon de funderingsdruk op het grindbed worden verhoogd en werd extra bergingscapaciteit gecreëerd in het grindbed (zie figuur 4 in vergelijking met figuur 3).
Een vermindering van het aantal ruggen is van invloed op de krachtsverdeling in het tunnelelement. Het ontwerp van de tunneldoorsnede is daarom opnieuw onder de loep genomen. Conclusie was dat qua sterkte en stijfheid voldoende marge aanwezig was.
Gegeven de korte tijd waarin overmatige sedimentatie kon optreden, was het van belang het gehele



→ | Nieuwe lay-out van het grindbed

proces in zo kort mogelijke tijd te laten plaatsvinden. Daarnaast is besloten de volgorde voor het leggen van de grindruggen om te keren. Het meest kritisch in het hele proces is de aansluiting met het voorgaande element. Om sedimentatie bij deze aansluiting zoveel mogelijk te beperken, is gestart met het leggen van de grindruggen aan de secundaire zijde van het af te zinken element en vervolgens naar de primaire zijde toe.

De overgang van zeven naar vier grindruggen per moot is te beschouwen als een optimalisatieslag. Omdat er in het begin werd uitgegaan van een traditionele fundering met een min of meer gelijkmatige ondersteuning, is dit ook als uitgangspunt genomen voor een grindbed.

Ervaringen met aangepaste ontwerp grindbed

Met de hernieuwde layout van het grindbed is het afzinkproces opnieuw opgestart. Het oude grindbed voor element 2 werd verwijderd en het nieuwe grindbed werd aangelegd. Hierna wordt per element in het kort aangegeven wat de ervaringen waren op het gebied van sedimentatie en plaatsingsnauwkeurigheid en of de zinksleuf was gevuld met zout of zoet water.

Element 2: De volgorde van het leggen van de ruggen is bij dit element verder toegespitst op de verwachte optredende situatie. Dit houdt in dat de grindruggen bij dit element niet gelegd zijn van secundair naar primair, maar eerst aan de secundaire zijde, vervolgens aan de primaire zijde en als laatste in het midden van het element. Het afzinken leverde geen problemen op. De zinksleuf was, zoals verwacht, gevuld met zout water.

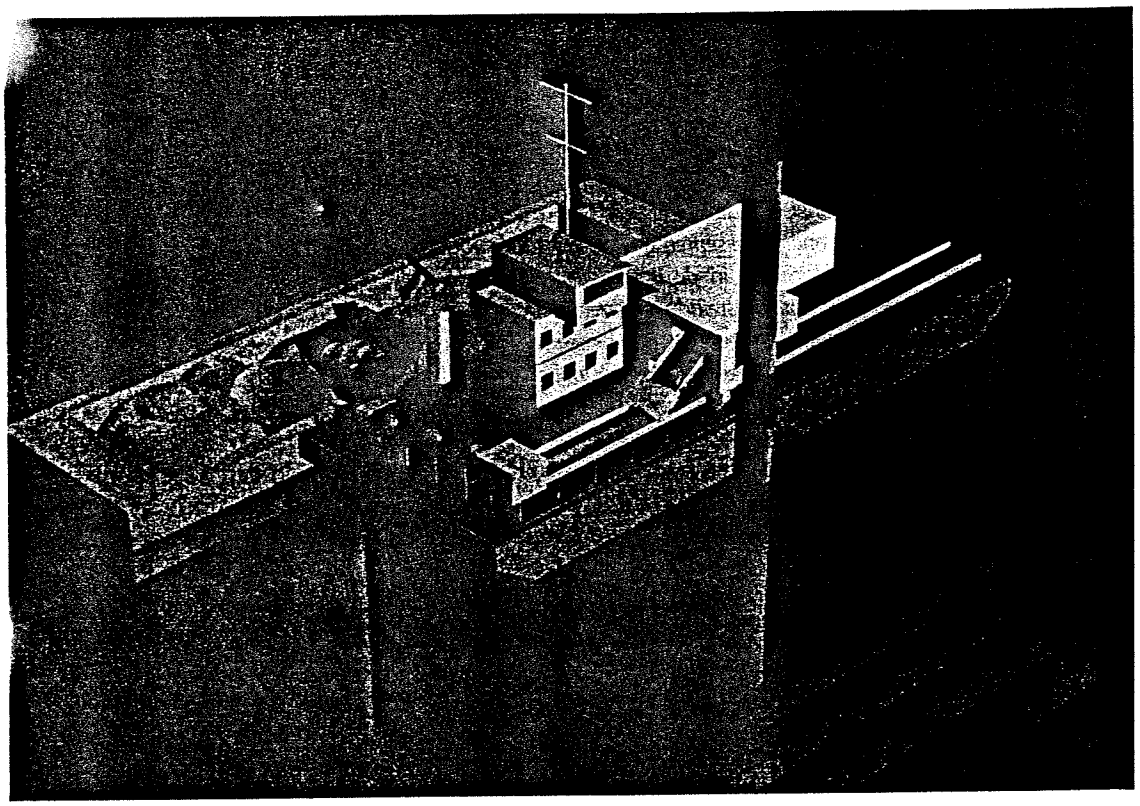
Element 3: Het afzinken leverde geen problemen aan de primaire zijde. Aan de secundaire zijde stond het element na afzinken 0,10 m te hoog. Deze overhoogte bleek een dag na het afzinken te zijn verdwenen. Het afballasten van het tunnelelement (vullen van het element met water ter verkrijging van voldoende gewicht) veroorzaakte voldoende funderingsdruk om de yoghurt-achtige substantie weg te persen. De zinksleuf was, zoals verwacht, gevuld met zout water.

Element 4: Het afzinken leverde voor wat betreft verticale plaatsing geen problemen op aan de primaire zijde. Aan de secundaire zijde stond het element na afzinken 0,25 m te hoog. Net zoals bij element 3 bleek deze overhoogte een dag na het afzinken te zijn verdwenen. De zinksleuf was tegen de verwachting in gevuld met zoet water. De rivierafvoer ten tijde van het afzinken was drie keer zo hoog als de gebruikelijke afvoer en daarmee hoog genoeg om de zinksleuf 'schoon' te spoelen.

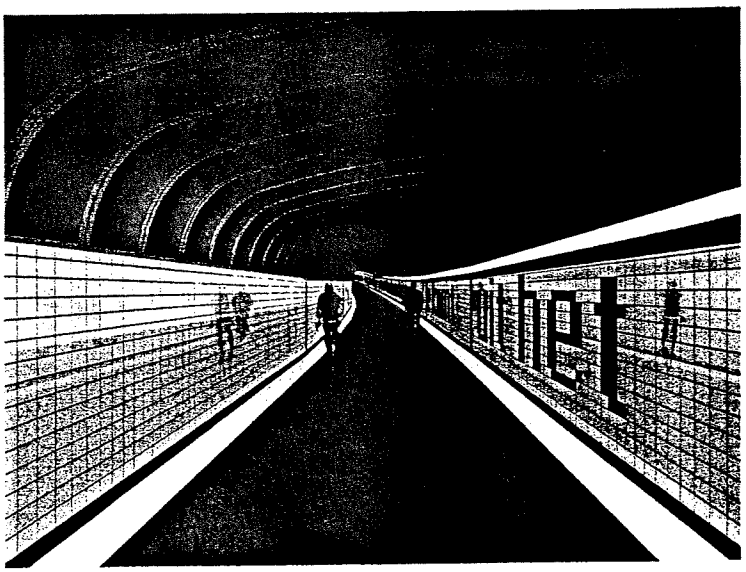
Element 6: Het afzinken leverde voor wat betreft verticale plaatsing geen problemen op aan de primaire zijde. Aan de secundaire zijde stond het element na afzinken 0,16 m te hoog. Evenals bij element 4 bleek deze overhoogte een dag na het afzinken te zijn verdwenen. Zoals verwacht was de zinksleuf gevuld met zout water.

Conclusies en aanbevelingen

Het toepassen van een grindbed als fundering van een zinktunnel onder de omstandigheden zoals bij de Tweede Beneluxtunnel (zout-zoet-water-wisselingen, drukke scheepvaart, 'zachte' ondergrond) is een succesvolle optie.
De enigszins negatieve beeldvorming die het grindbed bij de Tweede Beneluxtunnel heeft opgeroepen, mag niet zonder meer leiden tot het niet meer toepassen van een grindbed als fundering van een zinktunnel. Dit ontworpen grindbed is optimaal, gezien de randvoorwaarden van het zeer korte tijdsbestek voor het ontwerp en de gekozen wapeningsverdeling in de reeds gebouwde tunnelelementen.
Een grindbed is niet zaligmakend in relatie tot het traditionele onderstroomzand. Bij de Tweede Beneluxtunnel is noodgedwongen gekozen voor een grindbed. Er is echter geen enkele reden aan te voeren waarom bij een volgende tunnel zonder meer een grindbed zou moeten worden toegepast. Het traditionele onderstromen is nog steeds een succesvolle methode.
Er zijn zaken waaraan bij een volgende tunnel speciale aandacht moet worden besteed.



Ponton voor aanbrengen grindbed



Interieur fietstunnel: op de wand komt een gedicht van Jules Deelder

Het is verstandig om bij het ontwerp van de tunneldoorsnede niet uit te gaan van de nauwkeurigheid van leggen van het grind zoals dat bij de Tweede Beneluxtunnel is gedaan. Op zich is het hanteren van deze nauwkeurigheden niet verkeerd, maar door het versoepelen van de prestatie-eisen kan een robuuster ontwerp worden verkregen.

Als wordt gekozen voor een grindbed is een vergroting van het afzinkgewicht noodzakelijk. Bij de Tweede Beneluxtunnel was het maximale afzinkgewicht 4000 kN. Voor grindbedelementen wordt zeker 8000 kN geadviseerd.

Door een vergroting van het afzinkgewicht zullen eventuele sedimentatieverschijnselen een kleinere rol spelen.

Optimalisatie van het aantal grindruggen, in relatie tot het ontwerp van de tunneldoorsnede en de stabiliteit in de eindfase is nodig. Er moet een nauwkeurige afstemming plaatsvinden van de lay-out van het grindbed en het ontwerp van de tunneldoorsnede. Een speciale (grotere) vangconstructie is gewenst. Een af te zinken element dient eerder gevangen te zijn en daarmee gestuurd te worden naar het reeds afgezonken element. Hiermee wordt bereikt dat het element niet behoeft te 'schuren' over het geprepareerde grindbed.

Het opschonen van het grind dient met zekerheid en zonder tijdverlies te kunnen worden toegepast. Een lange ombouwtijd van grindlegger naar opschoner is niet gewenst. ■

BIJLAGE XXVII

Handberekening "Ondermortelen"

TOELICHTING

POMP

Het vullen van de holle kamers kan niet al te snel kan geschieden vanwege eventuele ontmenging van de mortel. De aanvoer van mortel moet afgestemd worden op de gewenste pompcapaciteit. Het vullen van alle holle kamers geschiedt met een pomp met een effectieve capaciteit van 15 m^3/uur.

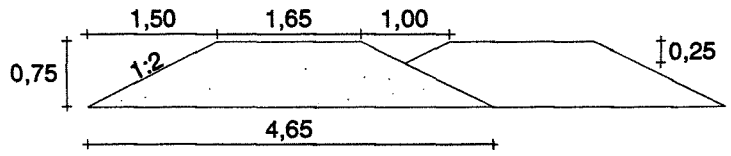
AANVOER

De effectieve capaciteit van de mortelpomp is maatgevend voor de duur van het ondermortelen. De aanvoer wordt hier op afgestemd.

RESULTATEN

POMP

Met behulp van Figuur XXVII-1 kan geconcludeerd worden dat de inhoud van één holle kamer 0,50 * 1,00 * 0,25 * 41,20 = 5,15 m^3 bedraagt.



Figuur XXVII-1: *Lay-out Grindribben*

Er zitten 22,50 / (1,65 + 1,00) = 8,49 → 9 holle kamers onder het onderstuk van de hoge drempels. De benodigde hoeveelheid mortel voor het onderstuk van de hoge drempels komt op 9 * 5,15 = 46,35 m^3. Er zitten 29,00 / (1,65 + 1,00) = 10,94 → 11 holle kamers onder het onderstuk van de lage drempels. De benodigde hoeveelheid mortel voor het onderstuk van de lage drempels komt op 11 * 5,15 = 56,65 m^3. Vanwege weglekken, penetratie in de grindribben en de speling tussen het onderstuk en de benedenstroomse damwand wordt er voor alle onderstukken uitgegaan van 60 m^3 mortel. Het vullen van de holle kamers duurt 60 / 15 = 4 uur per onderstuk.

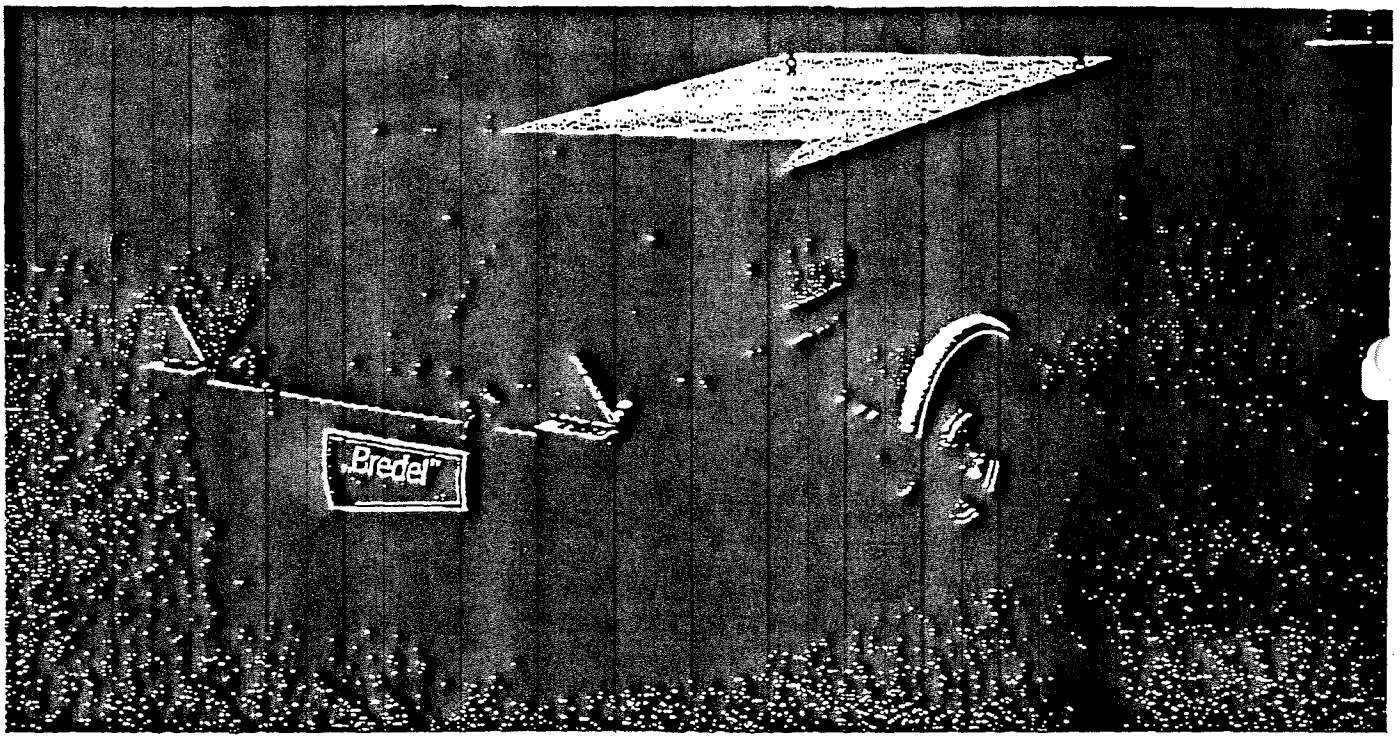
AANVOER

De effectieve capaciteit van de mortelpomp is bepalend voor de duur van het ondermortelen. Er zijn 60 / 9 = 6,70 → 8 mixers nodig per onderstuk. Per pont worden er 8 / 2 = 4 mixers vervoerd.

Bremat

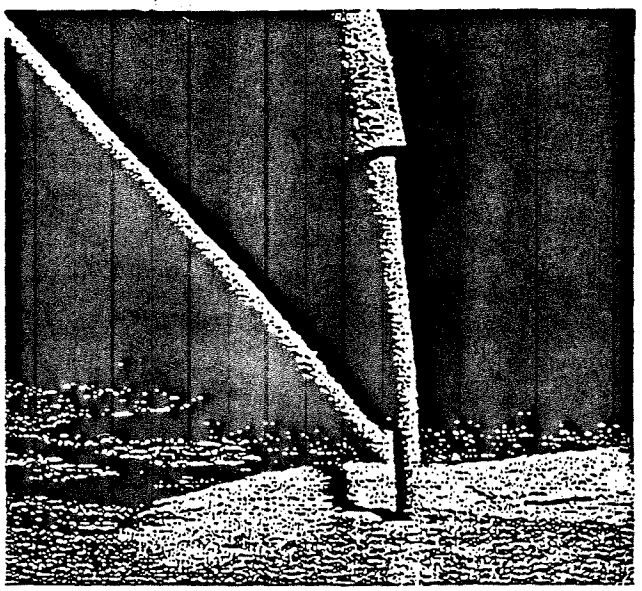
MIXER-TRANSPORTMACHINE voor vloeimorte'

- MENGT CHARGEGEWIJZE
- POMPT CONTINU, TOT 15 BAR
- DOSEERT AUTOMATISCH EXACTE WATERHOEVEELHEID PER CHARGE



- ZEER LAGE INSCHEPTRECHTER
- CAPACITEIT INSTELBAAR TUSSEN 1 EN 6 M³/UUR
- WATERTANK EVENTUEEL MET VERWARMINGSELEMENTEN

type VS 40



Toepassingen:
- Zelfnivellerende dekvloeren
- Krimpvrije mortel
- Werkvloeivloeren
- Cement- en groutinjectie
- Blokvulling
- Onderwatergrouting

en vele andere toepassingen.

In combinatie met het BREDEL SCHUIMINJECTIESYSTEEM ook toepasbaar voor schuimmortel ten behoeve van o.a.:
- Isolerende werkvloeren
- Isolerende Prefab-wanden
- Isolerend dakafschot
- Riool- en olietankvulling
- Bodemafsluiting onder bestaande gebouwen

Bremat

MIXER-TRANSPORTMACHINE voor vloeimortel

TECHNISCHE GEGEVENS BREDEL MIXERTRANSPORTMACHINE VS 40:

Gewicht	:	1200 kg
Lengte	:	4150 mm
Breedte	:	1700 mm
Hoogte	:	1250 mm
Inschephoogte	:	650 mm
Inhoud per mixer	:	165 ltr
Inhoud watertank	:	250 ltr
Niveauregeling watertank	:	door vlotterkraan
Eventueel verwarmingselement watertank	:	12 kW, 380 Volt, 25 Amp.
Mortelpomp	:	Bredel slangverdringerpomp SP 40
Capaciteit mortelpomp	:	traploos regelbaar tussen 1 en 6 m³/uur
Capaciteit waterdoseerpomp	:	1 ltr/sec., instelbaar naar tijdsduur
Beveiliging mortelpomp	:	d.m.v. koppelbegrenzer, tot 15 bar
Maximale korrelgrootte in produkt	:	7 mm
Totale motorvermogen	:	10 kW
Elektrische aansluiting	:	380 Volt, 25 Amp.
Slangaansluitingen	:	Ø 40 of Ø 50 mm, met Victaulic koppeling
Schoonmaken	:	d.m.v. hogedrukpomp met waterpistool
Onderstel	:	torsiegeveerd, met oplooprem en goedgekeurd door de Rijksdienst voor het Wegverkeer

BREMAT
Bouwmachines BV
P.O. Box 101
7490 AC Delden
Netherlands
Tel. 05407-64905/64915
Telefax 05407-65010

SERVICE-AFDELING:

Nieuwveenseweg 28
2421 LD NIEUWKOOP
Telefoon 01725-2300

Bremat

Installation and Maintenance instuctions for BREMAT mixer transport machine VS 40 D

Installation:

1. Check the functions of hosepump and mixer
2. Fill mixer tanks and pump them dry, batch-wise
3. Adjust speed of hosepump up to 150 bar oilpressure at most, (is equivalent to approx. 14 bar pumpingpressure

Capacities

* Mortarpump : adjustable p to 6000ltr/h
* Volume mixertank : approx. 170 ltr. net.

Always start by pumping cementpaste for lubrication of the transporthose

Cleaning

1. Stop the pump
2. Disconnect transporthose
3. Change direction of rotation of mixer
4. Fill both mixertanks with water, whilst mixer is rotating
5. Open the side-valves of the mixertanks
6. Clean the mixertanks thoroughly
7. Close the side-valves
8. Fill one mixertank with clean water
9. Put cleaning sponges into the transporthose and connect it to the machine
10. Pump clean water through the transporthose at maximum pumpspeed
11. Clean the rest of the machine

In case of rupture of the pumphose

1. Stop pumping immediately
2. Disconnect transporthose and flush it with water
3. Clean both mixertanks
4. Clean hosepump and suctionpipe with water
5. Check pressing shoes for wear and damage and renew them if needed
6. Take broken pumphose out and clean pumphousing thoroughly with water
7. Have new pumphose fitted and refill housing with glycerin (see maintenance-manual of hosepump)

Maintenance

Every week : check oillevel of hydraulic system
Every 4 months: check filters of hydraulic system, renew pumphose and glycerin

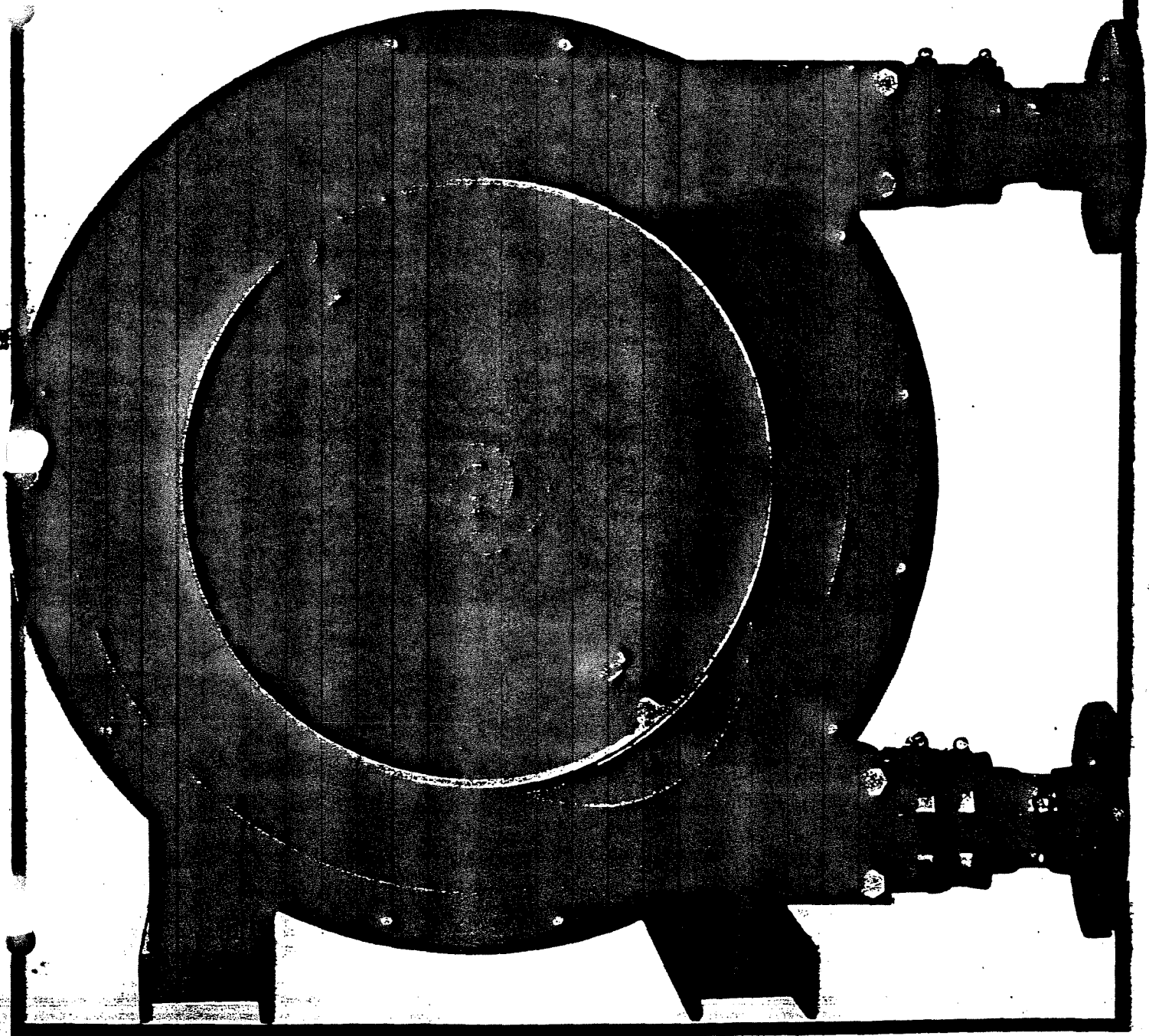
17 NOV 1992

Bredel®

SLANGENPOMP

BEDRIJFSINSTRUKTIES EN ONDERHOUDSVOORSCHRIFTEN

AFKOOL



Bredel

Alvorens de pomp in bedrijf te stellen dient men de volgende punten in acht te nemen:

1. POMPSLANG

dient bestendig te zijn tegen het te verpompen produkt. Er bestaan twee slangkwaliteiten: a) natuurrubber (NR)
b) perbunan-hycar (NBR)
Raadpleeg in geval van twijfel over de toe te passen slangkwaliteit eerst onze bestendigheidslijsten.

2. ONTLUCHTING

Controleer of de beschermdop op de ontluchting aanwezig is.

3. VULPLAATJES (niet bij SP10 en SP15)

Het te monteren aantal vulplaatjes wordt op de toepassing afgestemd (zie grafiek achterin). Als er geen bedrijfsomstandigheden bekend zijn, wordt met de pomp een aantal vulplaatjes los meegeleverd. Het plaatsen en uitnemen van de vulplaatjes wordt beschreven op pagina 3.

N.B.: indien te weinig vulplaatjes gemonteerd zijn, kan dit de slanglevensduur aanzienlijk bekorten!

4. SMERING

a) de pompslang wordt gesmeerd door middel van een speciaal smeermiddel op basis van glycerine. De benodigde hoeveelheid per pomp vindt u in onderstaande tabel:

pomptype	aantal liters benodigd
SP10	0,25
SP15	0,5
SP25	2
SP40	5
SP50	10
SP65	20
SP80	40
SP100	60

De glycerine is bij ons verkrijgbaar in vaten van ½, 2, 5, 10 of 20 liter inhoud.

b) De lagers in de pomp zijn voor het leven gesmeerd.

5. LEIDINGWERK EN APPENDAGES

Als er geheel of nagenoeg geheel gesloten afsluiters in de persleiding voorkomen, zal dit leiden tot ernstige beschadiging van de pomp en/of de pompslang. Het verdient aanbeveling om een overdrukbeveiliging aan te brengen, bijvoorbeeld door middel van een overstort. Het verdient meestal aanbeveling de doorlaat van de leidingen groter te kiezen dan de slangdoorlaat en het pomptoerental niet te h
te nemen.

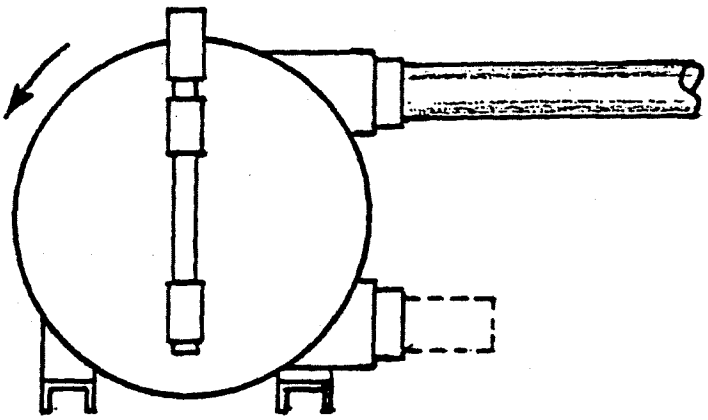
Bredel

REINIGING VAN DE POMPSLANG

Kan eenvoudig geschieden door de pomp door te spoelen met water of met een reinigingsvloeistof. Let wel op de reinigingstemperatuur met betrekking tot het slangmateriaal en/of op de bestendigheid van de slang t.o.v. het reinigingsmiddel.
Tevens kunnen, voor de grotere pompen, speciale reinigingsballen door ons geleverd worden.

VERVANGEN VAN DE POMPSLANG

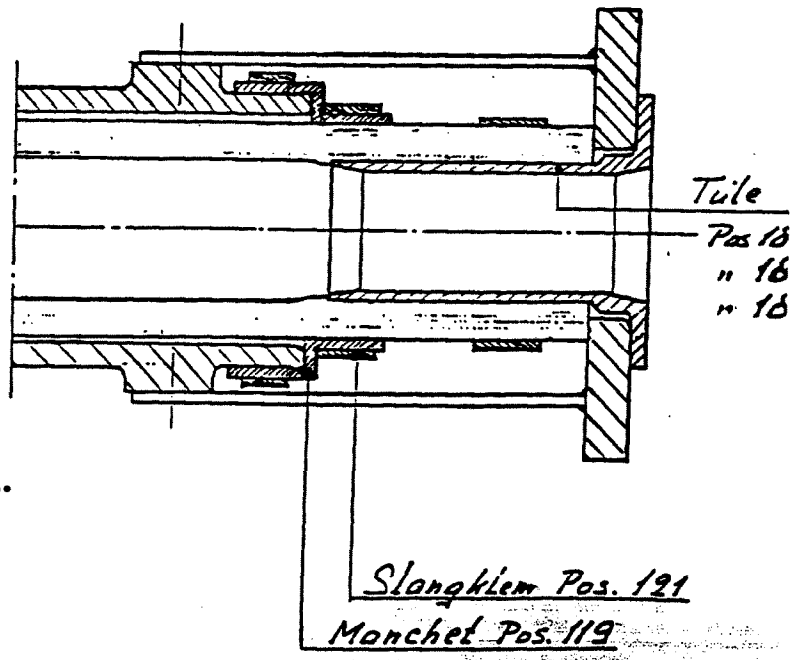
1. Glycerine aftappen (d.m.v. plug 139/148 bij SP25-SP100 en d.m.v. losnemen deksel bij SP10 en SP15).
2. Flensaansluitingen c.q. tules aan pers- en zuigzijde verwijderen.
3. Pompslang uittrekken door rotor even te laten draaien.
4. Pomphuis via slangopeningen, inspectie-opening (155) en aftap goed doorspoelen. Verwijder desnoods het pompdeksel om beter te kunnen reinigen.
5. Controleer of de persschijven (of -nokken) niet beschadigd zijn.
6. Monteer het eventueel verwijderde pompdeksel.
   Let op, dat de O-ring (123) goed in de groef ligt.
7. Reinig de nieuwe pompslang en smeer de buitenkant ervan met glycerine in.



8. Laat de pomp draaien en voer de slang in, met de draairichting mee.
   De rotor zal de slang meenemen.
   Stop de aandrijving wanneer de slang aan beide kanten even ver uit het pomphuis steekt.

   Monteer eventueel vooraf aan één kant de flens en/of beugel, zodat de slang met invoeren daar tegenaan schuift en in de juiste positie komt te liggen.

   Monteer dan de resterende delen aan: (flens), tules, manchetten en klembanden.
   Voor een goede werking van de klemband 121 dient deze altijd direkt tegen het metalen deel van de manchet gemonteerd te worden, zoals op nevenstaande schets is afgebeeld.



9. Vul het pomphuis met glycerine.
   Zie tabel op pagina 1 voor benodigde hoeveelheid glycerine.

Bredel

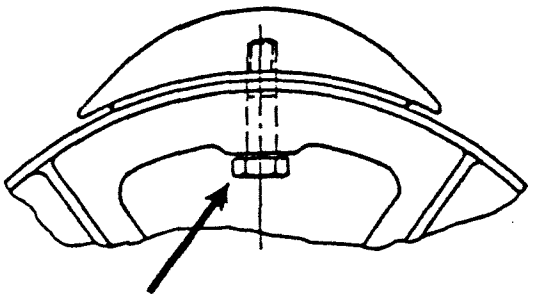
OPMERKINGEN

- Laat de pomp niet draaien zonder deksel.
- Zorg dat u nooit met de hand(en) in pompinlaat of pompuitlaat terechtkomt.
- Controleer alle aansluitingen en/of slangklemmen. Bij eventueel valse lucht-zuigen kan pompopbrengst aanzienlijk verminderen.
- Controleer tevens of de eventueel in het leidingnet aanwezige afsluiters en/of driewegkranen geopend zijn.
- Indien de pomp geruime tijd niet gebruikt zal worden, verdient het aanbeveling om de glycerine af te tappen en de pompslang te verwijderen.
- Bewaar een pompslang op een koele, droge plaats en stel hem niet aan zonlicht bloot.

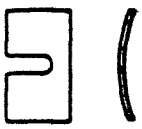
HET AANBRENGEN EN VERWIJDEREN VAN DE VULPLAATJES (niet bij SP10-SP15)

Dit kan geschieden door het inspectieglas in het pompdeksel.

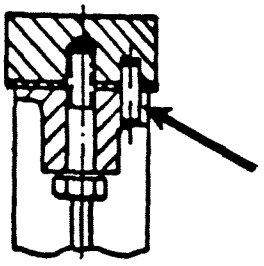
- Draai de bevestigingsbout(en) van de persschijf een paar slagen los.



- Verwijder of plaats vulplaatje(s).
- Buig zonodig plaatje(s) in de juiste radius.



- Let vóór het aandraaien van de bevestigingsbout nauwkeurig op de juiste stand van de persschijf ten opzichte van de centreerstift en zorg dat de vulplaatjes glad en strak op elkaar aansluiten.



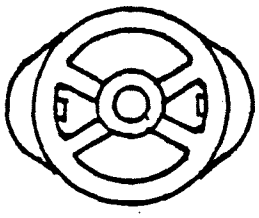
Bredel

HET VERWIJDEREN VAN AFDICHTINGEN EN LAGERS

1. Tap de glycerine af, verwijder de aansluitingen en de pompslang, demonteer tevens de koppeling op de aandrijfas en neem het pompdeksel weg.

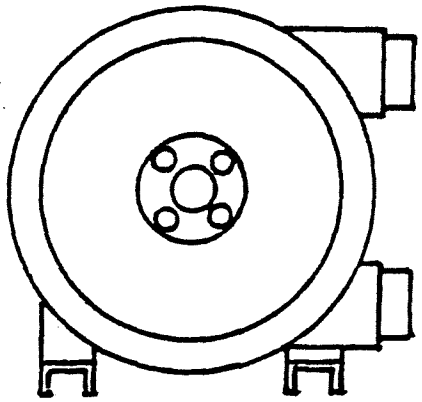
2. Demonteer opsluitring van de rotor en trek rotor van de as.

   N.B.: Denk erom de persschijven (of nokken) niet te beschadigen!



3. Verwijder de spieën uit de as.

4. Verwijder lagerdeksel (105) bij SP25 t/m SP100 of afdichtingsring (113) en borgring (192) bij SP10 en SP15.



5. Neem de as uit, aan de kant van de rotor.

6. Pers de lagers van de as.

7. Verwijder de afdichtingen uit het huis en het lagerdeksel. Het verdient aanbeveling om nà demontage altijd deze afdichtingen te vervangen.

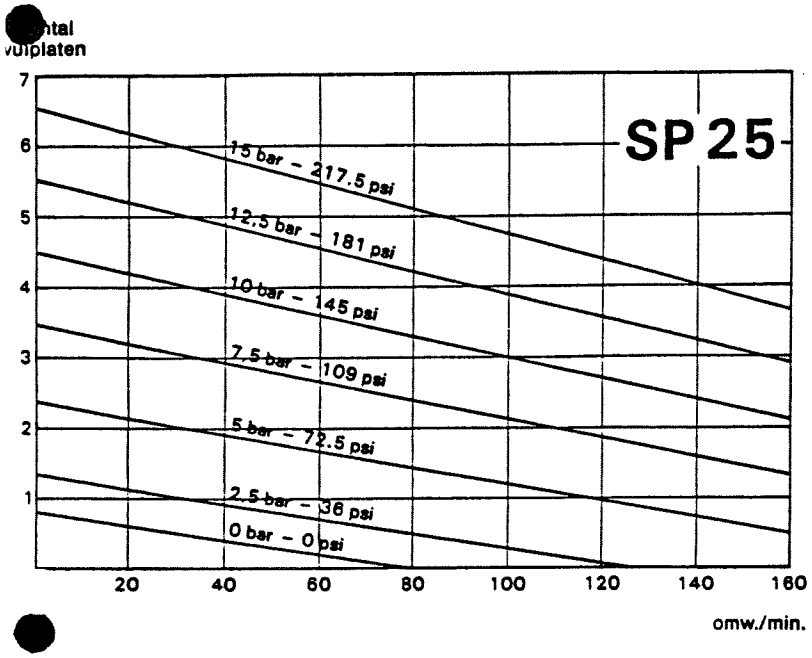
Monteer de betreffende onderdelen in omgekeerde volgorde. Let daarbij op het volgende:

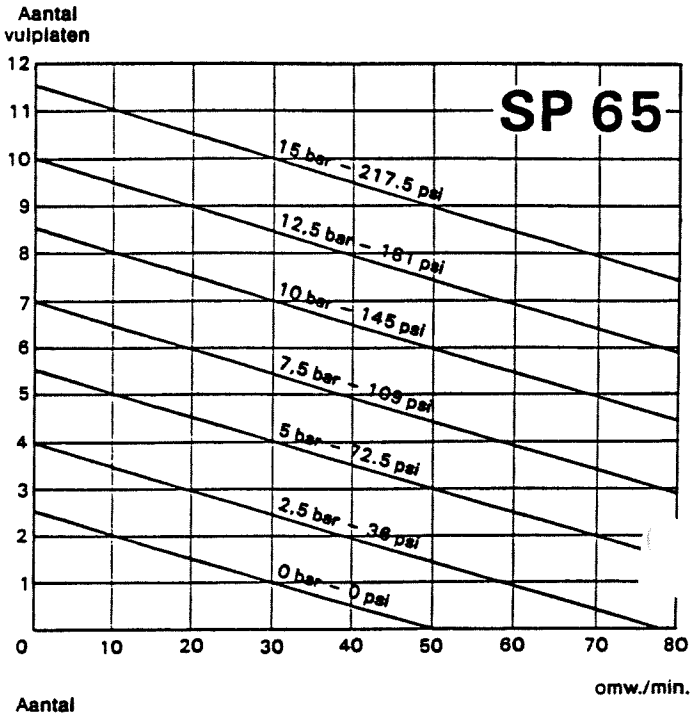
- rotor op de as trekken met behulp van bout en tapgat in de as (niet slaan op de rotor).

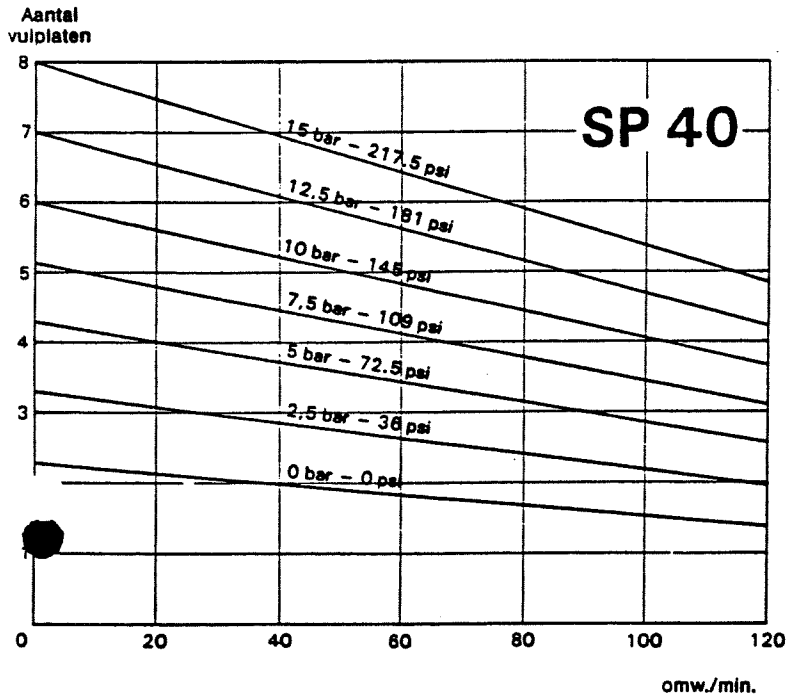
- lagerruimte éénmalig vullen met lithium vet, bijv. SKF ALFALUB LGMT2, daarna vetnippel verwijderen.

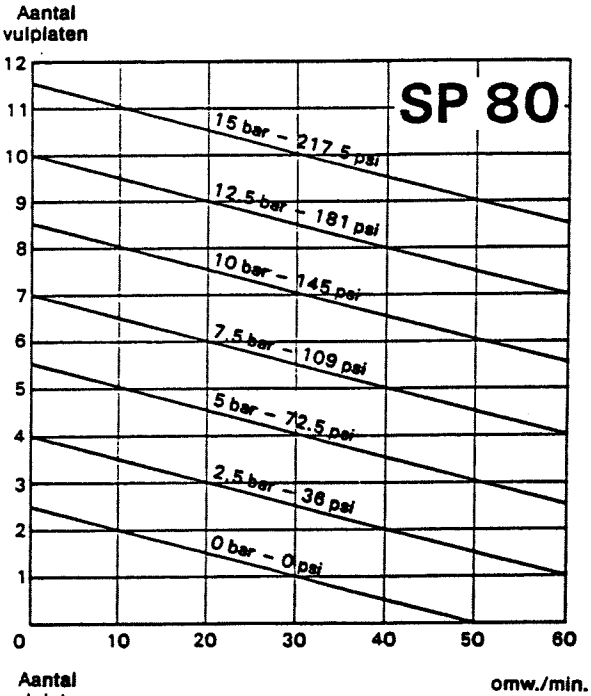
Afstelgrafiek pomptype SP/25 t/m SP/100

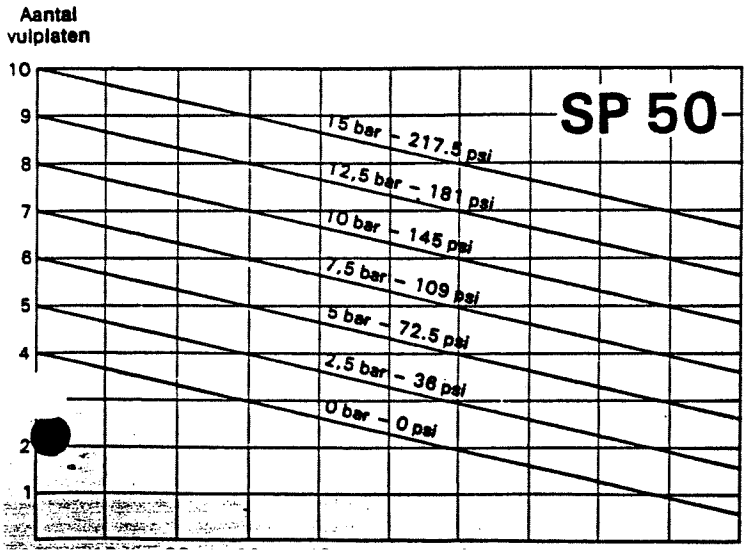
Voor temperaturen boven 60° C altijd **één** vulplaat **minder** dan op grafiek aangegeven.

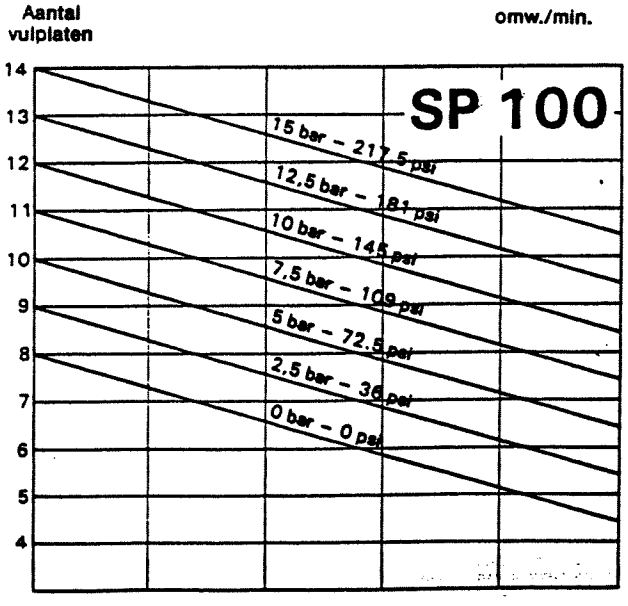










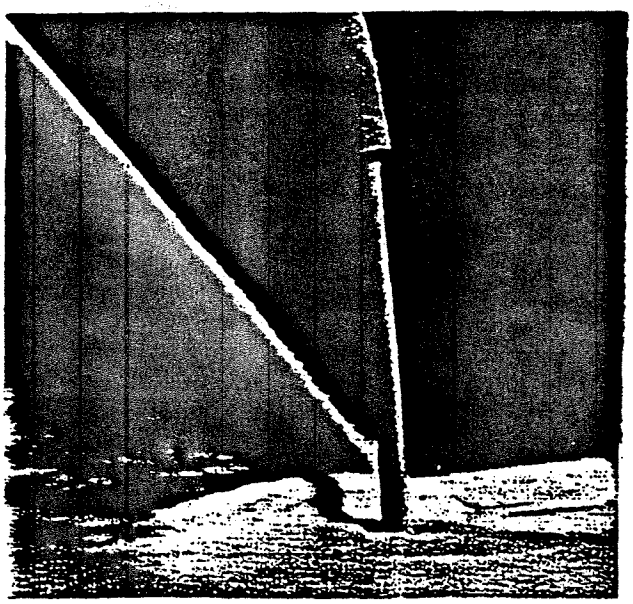


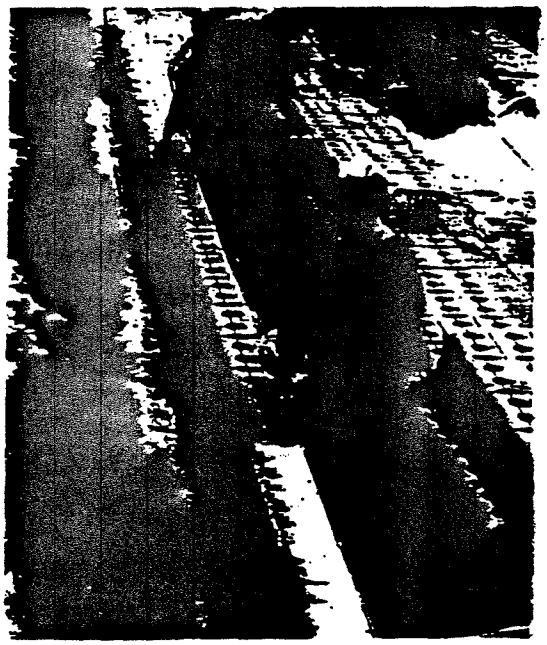
MIXER-TRANSPORTMACHINE
voor vloeimortel

- MENGT CHARGEGEWIJZE
- POMPT CONTINU, TOT 15 BAR
- DOSEERT AUTOMATISCH EXACTE WATERHOEVEELHEID PER CHARGE

- ZEER LAGE INSCHEPTRECHTER
- CAPACITEIT INSTELBAAR TUSSEN 1 EN 6 M³/UUR
- WATERTANK EVENTUEEL MET VERWARMINGSELEMENTEN

type VS 40





Toepassingen:
- Zelfnivellerende dekvloeren
- Krimpvrije mortel
- Werkvloeivloeren
- Cement- en groutinjectie
- Blokvulling
- Onderwatergrouting

en vele andere toepassingen.

In combinatie met het BREDEL SCHUIMINJECTIESYSTEEM ook toepasbaar voor schuimmortel ten behoeve van o.a.:
- Isolerende werkvloeren
- Isolerende Prefab-wanden
- Isolerend dakafschot
- Riool- en olietankvulling
- Bodemafsluiting onder bestaande gebouwen

Bredel

MIXER-TRANSPORTMACHINE voor vloeimortel

TECHNISCHE GEGEVENS BREDEL MIXERTRANSPORTMACHINE VS 40:

Gewicht	:	1200 kg
Lengte	:	4150 mm
Breedte	:	1700 mm
Hoogte	:	1250 mm
Inschephoogte	:	650 mm
Inhoud per mixer	:	165 ltr
Inhoud watertank	:	250 ltr
Niveauregeling watertank	:	door vlotterkraan
Eventueel verwarmingselement watertank	:	12 kW, 380 Volt, 25 Amp.
Mortelpomp	:	Bredel slangverdringerpomp SP 40
Capaciteit mortelpomp	:	traploos regelbaar tussen 1 en 6 m^3/uur
Capaciteit waterdoseerpomp	:	1 ltr/sec., instelbaar naar tijdsduur
Beveiliging mortelpomp	:	d.m.v. koppelbegrenzer, tot 15 bar
Maximale korrelgrootte in produkt	:	7 mm
Totale motorvermogen	:	10 kW
Elektrische aansluiting	:	380 Volt, 25 Amp.
Slangaansluitingen	:	Ø 40 of Ø 50 mm, met Victaulic koppeling
Schoonmaken	:	d.m.v. hogedrukpomp met waterpistool
Onderstel	:	torsiegeveerd, met oplooprem en goedgekeurd door de Rijksdienst voor het Wegverkeer

KANTOOR:

Raadhuisstraat 75
2406 AA Alphen a/d Rijn
Postbus 462
2400 AD Alphen a/d Rijn
Telefoon 01720-73649/74489
Telex: 39835

FABRIEK:

Sluisstraat 7
7491 GA Delden
Telefoon 05407-2605

626..

SERVICE-AFDELING:

Nieuwveenseweg 28
2421 LD NIEUWKOOP
Telefoon 01725-2[illegible]7

Bredel 64905
05407 - 6495

BIJLAGE XXVIII

Handberekening "Aanbrengen Ballastbeton"

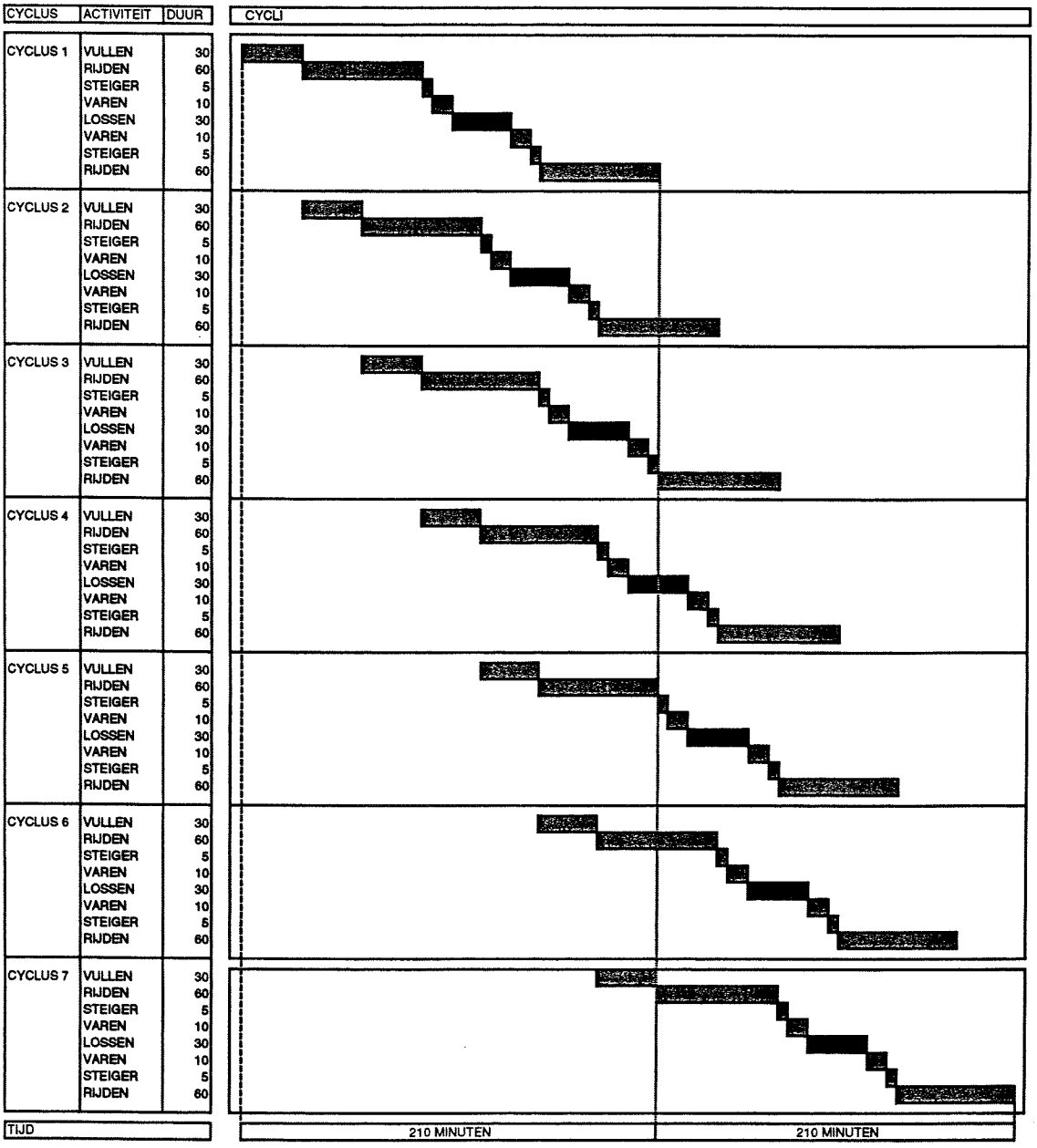
TOELICHTING

Voor de aanvoer van het ballastbeton moet de cyclustijd bepaald worden. Er worden aanamen gedaan voor de tijdsduur van alle activiteiten voor de aanvoer van het ballastbeton:

- ✓ ***Vullen (30 minuten):*** Het ballastbeton wordt in de betonfabriek van het bouwdok te Leetdale gemengd.
- ✓ ***Rijden (60 minuten):*** Het wordt door middel van mixers van 9 m^3 naar de aanmeerplaats 2 km bovenstrooms van de projectlocatie vervoerd. De afstand over locale wegen tussen het bouwdok te Leetsdale en de aanmeerplaats bedraagt 50 km.
- ✓ ***Steiger (5 minuten)***
- ✓ ***Varen (10 minuten):*** De mixers worden heen en weer gevaren door twee ponten tussen de aanmeerplaats en een ponton naast het te ballasten onderstuk. Op een pont kunnen maximaal vijf mixers geplaatst worden.
- ✓ ***Lossen (30 minuten):*** De mortel wordt door een betonpomp (theoretische capaciteit van 150 m^3/uur) op het ponton in de compartimenten van het onderstuk gepompt.
- ✓ ***Varen (10 minuten)***
- ✓ ***Steiger (5 minuten)***
- ✓ ***Rijden (60 minuten)***

RESULTATEN

Alle activiteiten voor de aanvoer van het ballastbeton schematisch achter elkaar gezet (zie Figuur XXVIII-1).



Figuur XXVIII-1: *Cyclustijd Aanvoer Ballastbeton*

De cyclustijd voor de aanvoer van het ballastbeton blijkt 210 minuten te bedragen. Per ponton worden vijf mixers vervoerd. Uit Figuur XXVIII-1 blijkt dat er 7 * 5 = 35 mixers nodig zijn voor de aanvoer van het ballastbeton. In 30 minuten wordt er 5 * 9 = 45 m^3 ballastbeton gelost en verpompt naar de compartimenten. De vulsnelheid komt op 2 * 45 = 90 m^3/uur. De inhoud van de compartimenten van de bovenstukken kan bepaald worden met behulp van Tabel 3-7 en Figuur 3-41. De inhoud van de compartimenten van de onderstukken kan bepaald worden met behulp van Tabel 3-9 en Figuur 3-42. De inhoud van de compartimenten wordt weergegeven in Tabel XXVIII-1 (afgerond naar boven).

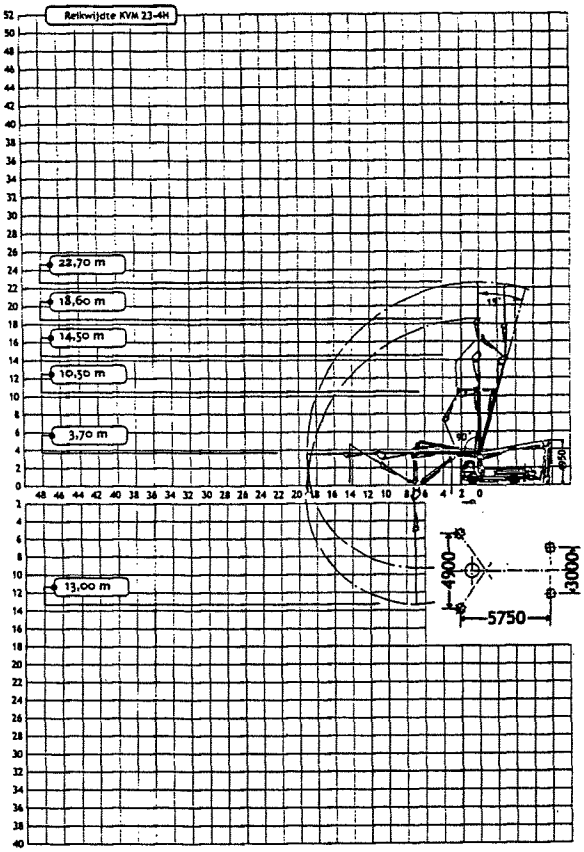
	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
V_B (m^3)	1800	1400
V_O (m^3)	2400	2900

Tabel XXVIII-1: *Inhoud Compartimenten*

Op basis hiervan kan de vultijd van de constructie-elementen bepaald worden.

	Hoge Drempels (Deel 2 en 3)	Lage Drempels (Deel 4 t/m 7)
t_B (u)	20	16
t_O (u)	27	33

Tabel XXVIII-2: *Vultijd Constructie-Elementen*



Type betonpomp 23-19

<u>betonpomp</u>

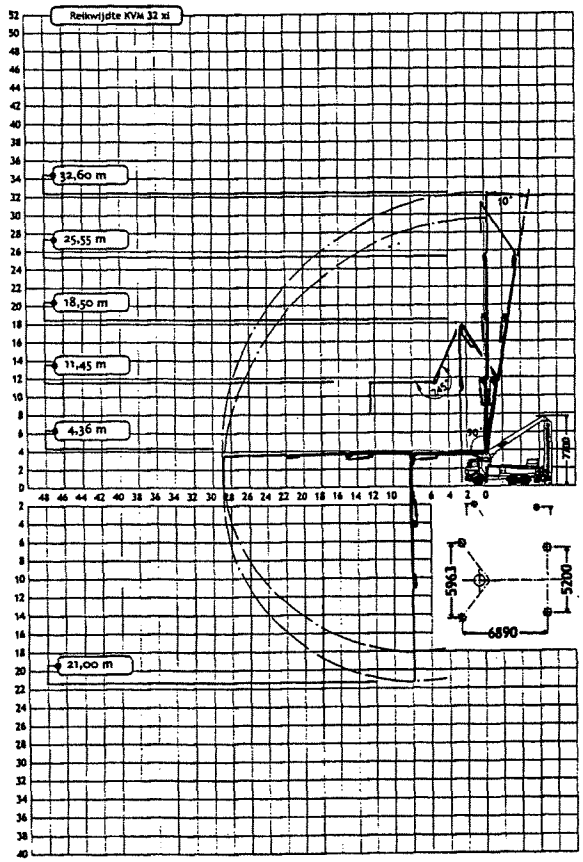
max. pompcap.(theor.)	105 m³ p/uur
inhoud vultrechter	500 ltr
stempelbreedte voor	4.90 mtr
stempelbreedte achter	3.00 mtr

standaard leidingen op pomp aanwezig

landleiding	35.00 mtr
flexibele slang	15.00 mtr

<u>verdeelmast</u>

reikhoogte	22.70 mtr
reikwijdte (vanaf draaipunt)	19.10 mtr
aantal knikpunten	4
hoogte knikpunten	3.65/10.5/14.5/18.6 mtr
lengte eindslang	4 mtr



Type betonpomp 32-28

<u>betonpomp</u>

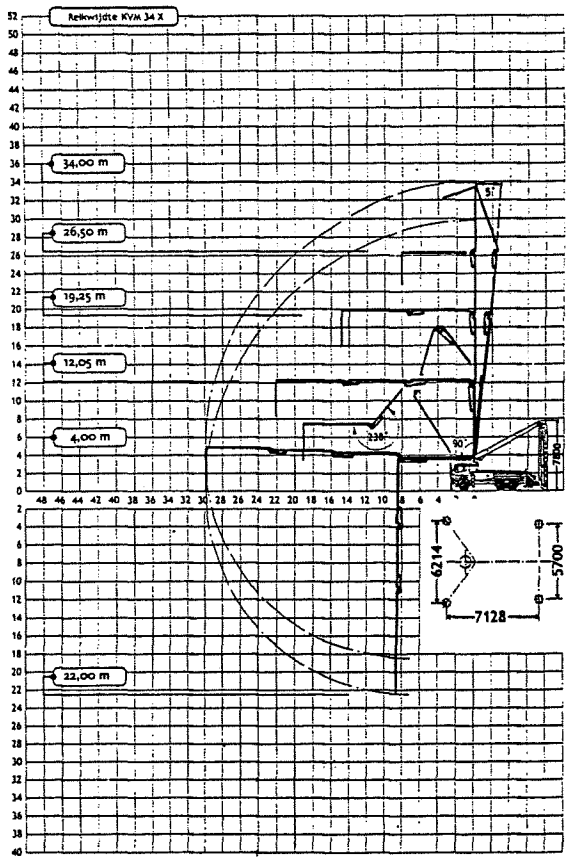
max. pompcap.(theor.)	120 m³ p/uur
inhoud vultrechter	500 ltr
stempelbreedte voor	5.95 mtr
stempelbreedte achter	5.20 mtr

standaard leidingen op pomp aanwezig

landleiding	25.00 mtr
flexibele slang	15.00 mtr

<u>verdeelmast</u>

reikhoogte	32.60 mtr
reikwijdte (vanaf draaipunt)	29.00 mtr
aantal knikpunten	4
hoogte knikpunten	3.60/11.5/18.5/25.6 mtr
lengte eindslang	4 mtr



Type betonpomp 34-30

<u>betonpomp</u>

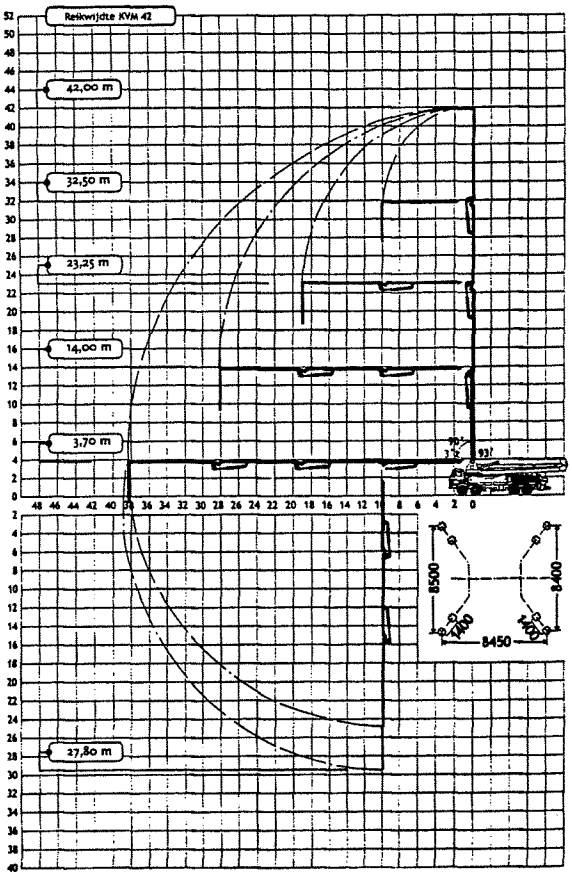
max. pompcap.(theor.)	150 m³ p/uur
inhoud vultrechter	500 ltr
stempelbreedte voor	6.20 mtr
stempelbreedte achter	5.70 mtr

standaard leidingen op pomp aanwezig

landleiding	25.00 mtr
flexibele slang	15.00 mtr

<u>verdeelmast</u>

reikhoogte	34.00 mtr
reikwijdte	30.00 mtr
(vanaf draaipunt)	
aantal knikpunten	4
hoogte knikpunten	3.70/12.1/19.3/26.5 mtr
lengte eindslang	4 mtr



Type betonpomp 42-38

<u>betonpomp</u>

max. pompcap.(theor.)	150 m³ p/uur
inhoud vultrechter	500 ltr
stempelbreedte voor	8.50 mtr
stempelbreedte achter	8.40 mtr

standaard leidingen op pomp aanwezig

landleiding	geen
flexibele slang	15.00 mtr

<u>verdeelmast</u>

reikhoogte	41.80 mtr
reikwijdte	38.05 mtr
(vanaf draaipunt)	
aantal knikpunten	4
hoogte knikpunten	3.70/14.0/23.3/32.5 mtr
lengte eindslang	4 mtr

BIJLAGE XXIX

Artikel Transport eerste Constructie-Element USACE
Artikel Ben Gerwick Inc.

enr.com

Made with leather, steel and sweat.

Click Here for a FREE Trial Subscription to ENR

Brought to you by BENTLEY

▶ TRANSPORTATION

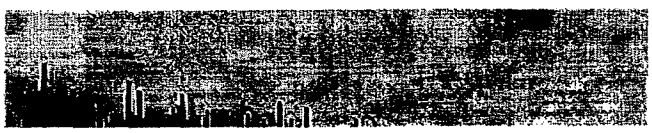
First Segment Floated To Site *(8/6/01)*

By Thomas F. Armistead in Pittsburgh

For river pilot Bill Kotcella, it was just another day on the river. But for project participants and thousands of people watching from banks and bridges, there was nothing ordinary about the 11,000-ton concrete dam segment he was pushing up the Ohio and Monongahela rivers. The spectacle was what project design engineers claim is the first-ever use of "in-the-wet" construction for a dam. The process could shave up to two years and $15 million from the $107.4-million dam contract, part of a $705-million program to modernize locks and dams on the lower Monongahela River.

In an all-day operation July 26, the first of two segments for the new Braddock Dam was towed 29 miles from Leetsdale, Pa., to an outfitting site at Duquesne, Pa. There, it will be prepared for final set-down in September in the Monongahela, near Braddock. The structure, 333 ft long, 106 ft, 8 in. wide and 33.3 ft high was built in the casting basin like a ship, with watertight compartments ballasted with concrete and water, and transported on the river.

In-the-wet construction has long been used for other types of marine projects, such as offshore oil and gas platforms, bridge piers and submerged tube tunnels, says Robert Bittner, vice president and chief engineer of Ben C. Gerwick Inc., the San Francisco-based firm that designed the float-in dam segments.



Despite the expected cost savings, the approach was not the Army

Sourcebook
› Top 400 Contractors Sourcebook
› Global Construction SourceBook

Online Directories
› Blue Book Directory
› Links to the industry
› Heavy Equipment

Products and Services
› How to order additional copies or back issues
› How to order reprints
› Mailing lists
› How to order plaques
› Sourcebooks
› ENR/BNI Bookshelf

About ENR
› Contact us
› Advertise on enr.com
› Upcoming stories
› Search back issues
› Mission and history
› How to subscribe
› How to advertise
› Online Job Fair Info
› Meet the staff
› Make enr.com your homepage
› 125 Years in ENR History

Site Map

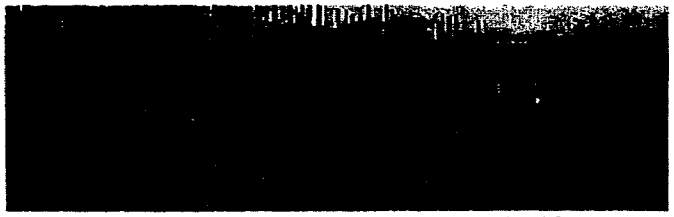
PRIVACY POLICY

Home

Search Back Issues of ENR

Search This Site

was not the Army Corps of Engineers' original plan for building the dam. "We had advanced plans and specs to 30% on a conventional structure with cofferdams," says Henry A. Edwardo, Corps project manager. But a 1997 study recommended in-the-wet construction. Five other dam projects are considering use of the approach, officials say, but they did not identify the jobs.



TIGHT FIT Structure had less than 4 ft side clearance in locks (top), and as little as 6 in. of bottom clearance in the river (bottom). *(Photos by Thomas F. Armistead for ENR)*

The Braddock project will replace a nearly century-old dam. A 60-40 joint venture of J.A. Jones Construction Co., Charlotte, and Traylor Brothers Inc., Evansville, Ind., began construction early last year under a $107.4-million, fixed-price contract with excavation of a basin beside the Ohio River at Leetsdale, Pa. Beginning in August, concrete panels precast on site were erected in the basin and the first segment took shape. Erection for segment 2 began in December.

The basin was flooded beginning July 9. Late the next day, the segment was fully buoyant and was moved over the launch basin. Extraction to the river began before dawn July 26, launching the ungainly structure on a stately voyage at up to 3.5 knots through three locks and under 19 bridges past Pittsburgh. When it docked in Duquesne, the clock stopped at 15 hours and 19 minutes, about 11½ hours later than the original estimate. "It took a little longer than we thought, but there was no reason to risk the mission just to make an artificial schedule," says Richard Dowling, Corps spokesman.

OUTFITTING. The segment will remain about two months at the outfitting site to receive more ballast and add gating hardware and 21 ft of elevation to the piers, says Joe Thomas, the Corps' resident engineer. It then will be towed two miles to the approximately 30-ft-deep set-down site and maneuvered into place using winched mooring lines, horn guides and land-based survey controls, including lasers. Water will be let into 28 ballast tanks to set it down.

Anchoring the segment in place will be sheetpile cutoff walls upstream and down, and 88 piers set in 78-in.-dia shafts drilled 20 ft deep into bedrock. Grout will fill about 1 ft of void between the river bed and the segment's bottom slab, and a sand-cement grout will be pumped around the shear pin and tension anchor assembly. Tremie concrete will replace the water ballast and the temporary bulkhead on the tailrace side will be disassembled and shipped back to Leetsdale for use on the second segment.

Delivery of that segment is set for spring. A 2-in. gap between the segments will be grouted after set-down. Completion of the entire project is scheduled for late 2003, says Thomas. Engineering is a joint effort of the Corps and Gerwick; Bergmann Associates, Rochester, N.Y.; D'Appolonia, Engineering Division of Ground Technology Inc., Pittsburgh; Harza Engineering Co. Inc., Chicago; and AWK Consulting Engineers Inc., Pittsburgh.

Monongahela River
Charleroi Locks Innovative "In-the-Wet" Techniques

Ben C. Gerwick, Inc. is teamed with Bergmann Associates of Rochester, New York, and D'Appolonia of Pittsburgh, Pennsylvania, to design a new river wall and upper guardwall at Charleroi Locks and Dam on the Monongahela River for the US Army Corps of Engineers.

Ben C. Gerwick, Inc. has been working with the Pittsburgh District of the US Army Corps of Engineers in recent years, developing and evaluating innovative "In-the-Wet" construction methods. These methods consist of offsite prefabrication combined with float-in or lift-in of large precast segments onto preinstalled foundations. Braddock Dam, located downstream of Charleroi Locks and Dam, was designed by the same team and is currently being constructed using these techniques.

Charleroi Locks and Dam

The upper guardwall at Charleroi is being designed by Gerwick. The guardwall consists of six piers and a sheetpile nose cell, which support seven precast post-tensioned concrete box beams, with flow skirts, that form the guard wall. The downstream box beam is supported at the downstream end by the new river wall. Each pier is constructed of two drilled shafts with precast cap beams to support the precast wall beams. A cast-in-place thrust block is provided at the cap beam to transfer barge impact and environmental forces from the wall beam into the drilled shafts.

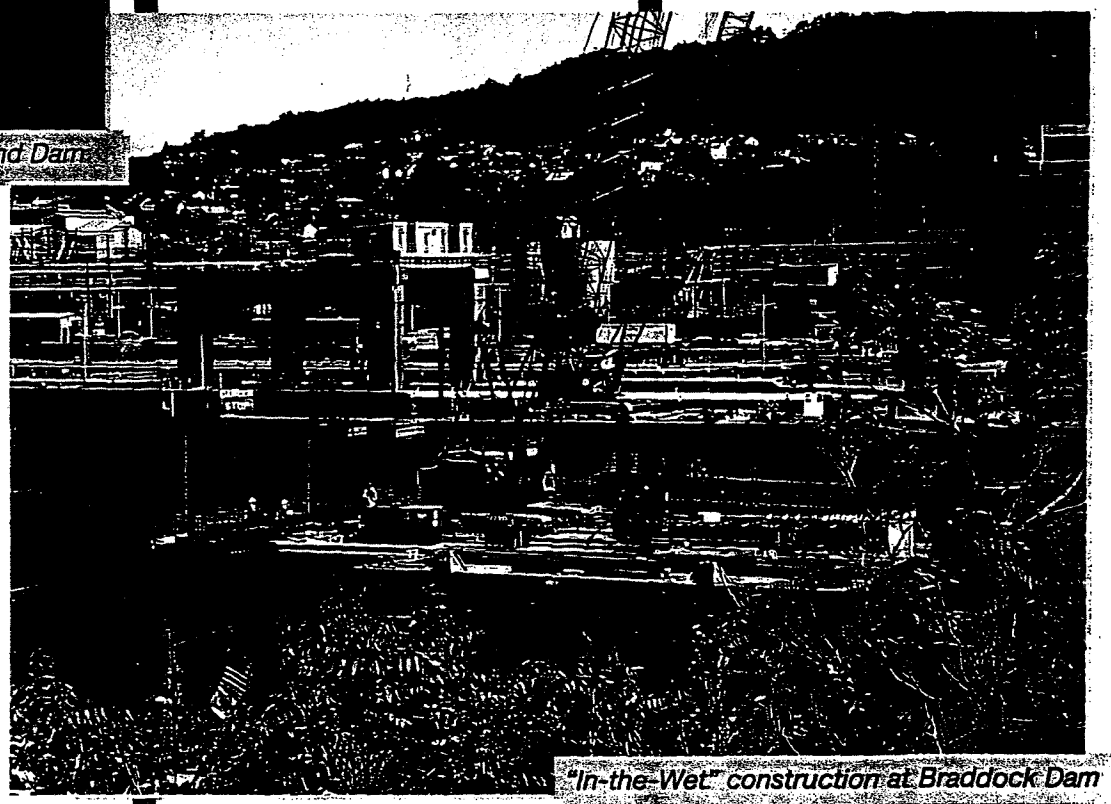
The drilled shafts will be stabbed into rock, with horizontal alignment provided by a steel template. A rock socket will be drilled within the shaft, cleaned out, a reinforcing cage inserted, then backfilled with tremie concrete.

The cap beams and box wall beams will be precast offsite, then barged to the site and lifted into place. Each precast cap beam weighs 150 tons and will be lifted off of the transport barge via a barge-mounted crane and placed over the drilled shafts. The beam will then be temporarily supported by either a threaded hanger or a follower and landing beam off the drilled shaft, and grouted into place. A thrust block will be cast-in-place on each cap beam.

Each precast box wall beam weighs 430 tons and will be lifted onto the pier caps off of the transport barge via two pier-mounted lifting frames using hydraulic jacks. The beams will then be anchored to the thrust blocks.

This "In-the-Wet" method of construction will provide better quality control of the precast elements offsite, reduce on-site labor costs, and minimize disruption to ongoing barge traffic using the existing lock.

Robert J. Filgas, P.E.



"In-the-Wet" construction at Braddock Dam