

Kunde
Oslo Kommune - Bymiljøetaten
Prosjektnavn
Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Dato
2024-05-23

Rev. Dato- versjon
03/04/2025 2

03-0225 GRENSEVEIEN

BÆREEVNEVURDERING VED FREMTIDIG VEGGEOMETRI OG FORSTERKNINGSTILTAK



GRENSEVEIEN BRU

BÆREEVNEVURDERING VED FREMTIDIG VEIFØRING

Prosjektnavn: Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Adresse: Karvesvingen 3
0579 Oslo, Norge
Kunde: Oslo Kommune - Bymiljøetaten
Prosjektnr .: 1350058841-008
Dokumenttype: Bæreevnevurdering/Forsterkning
Versjon: 2
Dato: 2024-05-23
Rev. Dato: 2025-04-03

Rambøll
Hannemanns Allé 53
DK-2300 København S

T +45 5161 1000
F +45 5161 1001
<https://dk.ramboll.com>

Utarbeidet av: Eleftheria Gkagka (EGK)

Kontrollert av: Frederik Autrup (FAU)

Godkjent av: Martin Fines (MFS)

Versjon	Dato	Beskrivelse
A	2024-05-23	Versjon A
B	2024-08-16	Versjon B
C	2024-09-03	Versjon C
0	2024-09-03	Versjon 0
1	2024-12-02	Versjon 1
2	2025-04-03	Versjon 2

INDHOLD

1.	INTRODUKSJON	5
2.	BEREGNINGER BASIS	6
2.1	Oppsummering av beregningsresultater	6
2.2	Brugeometri	7
2.3	Materialelegenskaper og partialkoeffisienter	9
2.4	Laster	11
2.4.1	DL og SDL	11
2.4.2	Trafikkbelastninger	14
3.	FINITE ELEMENT-MODELL	14
3.1	Modellbeskrivelse	14
3.1.1	Geometri	14
3.1.2	Mesh Type	14
3.1.3	Materialelegenskaper	16
3.1.4	Elementseksjonsegenskaper	16
3.1.5	Støttebetingelser	19
3.2	Last inn applikasjonen	20
3.2.1	Laste kombinasjoner	20
3.2.2	Død last	20
3.2.3	Overlagret dødlast (SDL)	21
3.2.4	Trafikkbelastninger	23
4.	ANALYSERESULTATER	29
5.	KAPASITETSBEREGNINGER	31
5.1	Begrensning av kontroller	31
5.2	Betongstyrke	31
5.3	Armeringsstyrke	31
5.4	Kapasitetsberegninger	31
5.4.1	Momentkapasitet til dekket i lengderetningen	32
5.4.2	Momentkapasitet til dekket i tverrretning	32
5.4.3	Skjærkapasitet til dekket i lengderetningen	33
5.4.4	Skjærkapasitet til dekket i tverrretning	34
5.4.5	Gjennomløkking rundt søyler	35
5.4.6	Søylekapasitet	35
6.	DIMENSJONERING AV FORSTERKNING	36
6.1	GRENSEtilstands BETINGELSER	37
6.2	Materilakvalitet forsterkning	38
6.3	Beregninger for forsterkning av overutnyttede områder	38
6.3.1	Skjærforsterkning av dekket i lengderetning	38

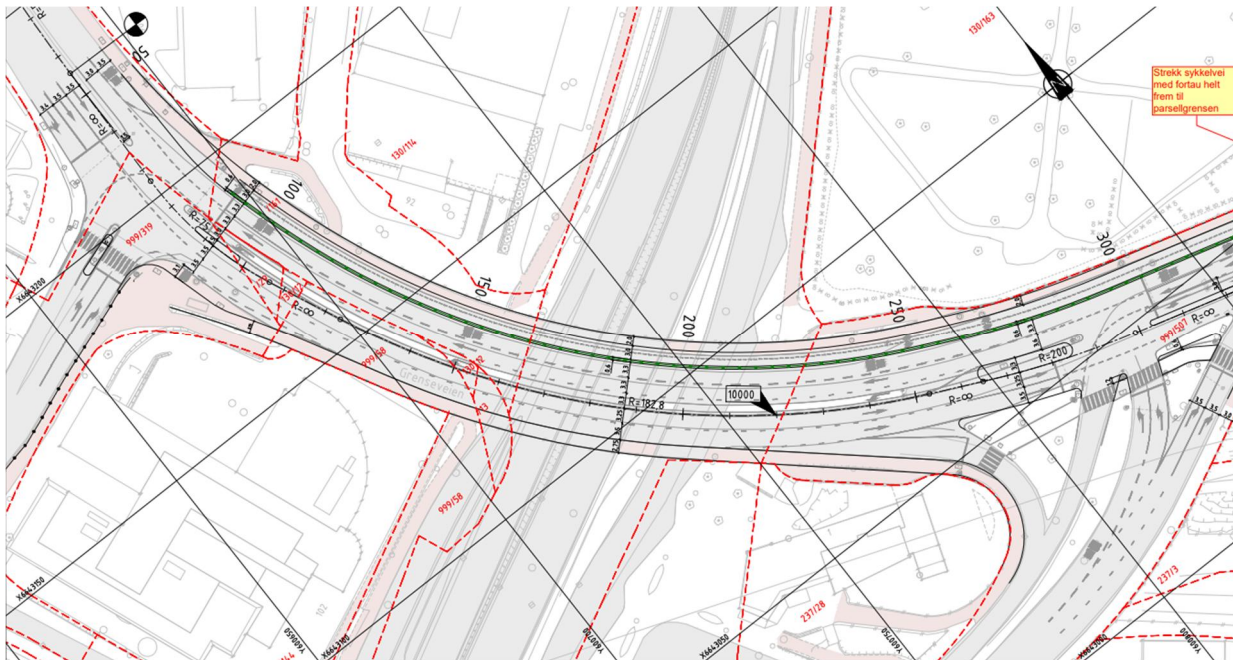
6.3.2	Gjennomlokking rundt søyler	38
7.	KONKLUSJON	39
8.	REFERANSER	40
9.	VEDLEGG	41
BILAG A: ARKIVTEGNINGER		42
BILAG B: 03-0225 GRENSEVEIEN BRU -BÆREEVNEVURDERING FREMTIDIG FELTINDELING GRENSEVEIEN BRU – COWI DESEMVER 2023		43
BILAG C: TESTRAPPORT AV BETONGPRØVER		44
BILAG D: KARAKTERISTISK BETONGSTYRKE FOR BETONGKJERNER		45
BILAG E: BEREGNINGER		46
BILAG F: RAMBLA ANALYSERESULTATER		47
BILAG G: NY JUSTERING		48
BILAG H: STYRKING AV BEREGNINGER		49
BILAG I: FORSTERKNING DETALJTEGNINGER		50

1. INTRODUKSJON

Grenseveien bru er en 7-spenns platebru i slakkarmert betong som bærer Grenseveien og spanner over E6.p

Oslo kommune - Bymiljøetaten ønsker å endre dagens veggeometri for å gi plass til gang- og sykkelveg på bruas nordre side. Omfanget av den denne analysen er vurderingen av bæreevne for brua under trafikkbelastningene til et SV12/100 spesialtransportkjøretøy, med fri kjøring (dvs. kombinert med Bk10/60), og kun for fremtidig veggeometri. Figur 1-1 viser ny vegtrase på Grenseveien bru. Bakgrunn for kun vurdering av denne trafikklasten er funn gjort i bæreevnevurdering datert 22.12.2023 og utført av Cowi.

Vurderingen er utført med utgangspunkt i Vegvesenets Håndbok V412 og V413. Det ble ikke foretatt tilstandskontroll før vurderingen, men registreringer fra inspeksjoner i Brutus er gjennomgått. Geometri for brua er basert på arkivinformasjonen (byggetegninger) og tilstand er basert på registreringer ved siste Hovedinspeksjon (datert 29.07.2020) som indikerte overflatesprekker og lokaliserte småflater på undersiden av dekket, samt tegn til armeringskorrosjon på platekanter. I tillegg har pilarer i akse 5 og 2 tegn til armeringskorrosjon samt opprissing. Det er med bakgrunn i disse registreringenes alvorlighetsgrad ikke regnet med noen reduksjon i kapasitet som følge av disse.



Figur 1-1– Ny vegtrase – Ref. dwg C01

2. BEREGNINGER BASIS

2.1 OPPSUMMERING AV BEREGNINGSRESULTATER

Nedenfor vises en oppsummering av utnyttelsesfaktorene fra kapasitetsberegningene for de ulike bruelementene:

- Maksimal utnyttelse av bøyekapasitet i brudekket i:
 - o Lengderetning, 97 %
 - o Tverretning, 68 %
- Maksimal utnyttelse av skjærkapasitet i brudekket
 - o Lengderetning med standard Eurokode-beregning, 127 %
 - o Lengderetning med avansert beregning,
 - 110 % nær F1-støtte
 - ≤ 101 % nær resten av støttene
 - o Tverretning med standard Eurokode-beregning, 96 %
- Maksimal utnyttelse av gjennomlokking av bruplate ved søyler,
 - o 109 % rundt F1-støtte
 - o ≤ 99.7 % rundt resten av støttene
- Maksimal utnyttelse av bøyekapasiteten til søylene, 30.9 %

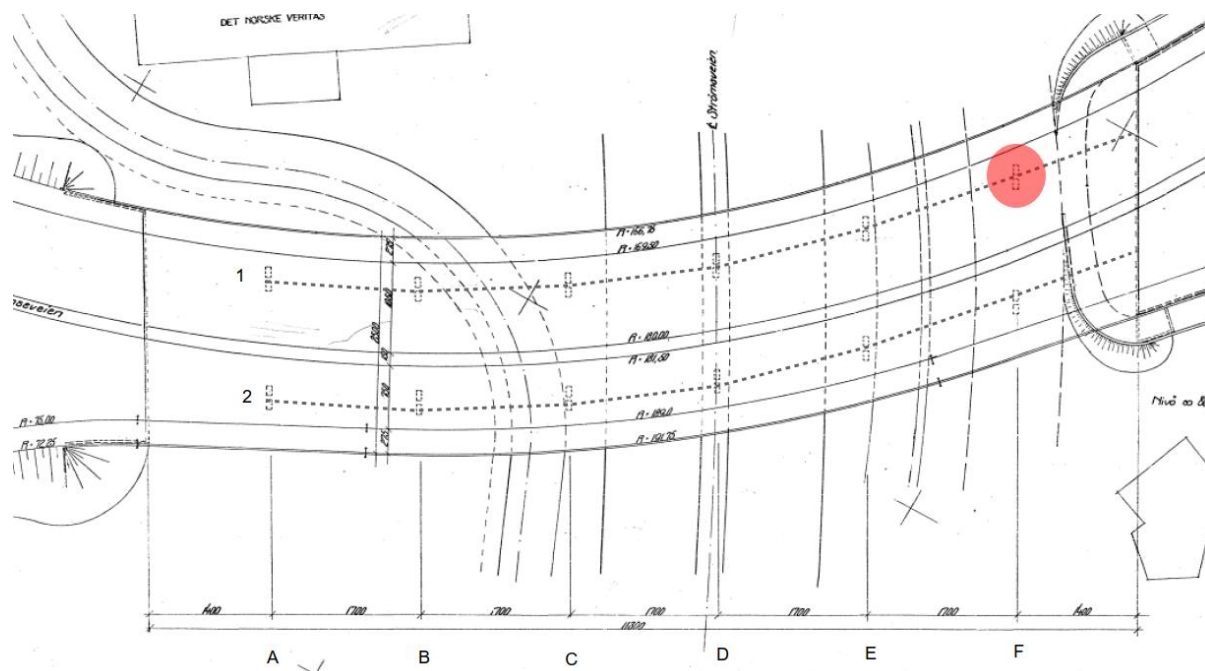
Figur 2-1 viser aktuelt område i brudekket med overutnyttet kapasitet for skjær og gjennomlokking.

Forsterkning av seksjonen rundt F1-mellomstøtten foreslås, med vertikal monterte M20-bolter, gjennom dekket, som fungerer som skjærarmering.

Merk: Installasjonen vil kreve tilgang til undersiden av brudekket.

En oppsummering av utnyttelsesfaktorene knyttet til dekkets skjær- og gjennomlokkingskapasitet etter forsterkningen, nær F1-støtten, vises nedenfor:

- Maksimal utnyttelse av skjærkapasitet i brudekke rundt F1-støtte
 - o Lengderetning med standard Eurokode-beregning, 94 %
- Maksimal utnyttelse av gjennomlokking av dekkplate ved søyler, rundt F1-støtte: 88 %



Figur 2-1 Plan som viser plassering av de overutnyttede strekningene

2.2 BRUGEOMETRI

Geometrien til brua er basert på de originale tegningene av brua og den nye veggeometrien i vedlegg G.

Brua er konstruert på en kurve, og følger en bueform, med en radius på ca. 180 m målt ved senterlinjen av brua. Lengden på brua er målt til omtrent 118 m langs den buede senterlinjen og 113 m målt som en rettlinjet projisert linje langs dens lengdeakse.

Bredden på brua varierer langs lengden fra ca. 27,5 m til 29,5 m over henholdsvis vest- og østre endestøtter, med en generell bredde på ca. 25,0 m vist på arkivtegning nr. 797.06 (se Figur 2-2). Tykkelsen på dekket varierer langs lengden og på tvers av bredden, fra 0,5 m ved midtspennet til 1,0 m ved støttene, i samsvar med arkivtegning nr. 797.11a (se Figur 2-3).

Brua bæres av fire 0,6mx1,2m søyler ved hver akse, hvor søylene er gruppert i par. Hvert par er grunnlagt på 3 peler som er ført til berg. Landkarene er fundamentert på betongpeler ført til berg. For mer informasjon henvises til vedlegg A. Underbygning (bortsett fra pilarene) er ikke en del av omfanget av denne vurdering. Pilarene er støpt sammen med brudekket og er ansees monolittisk forbundet til brudekket. Underbygningen, bortsett fra søylene, er ikke modellert.

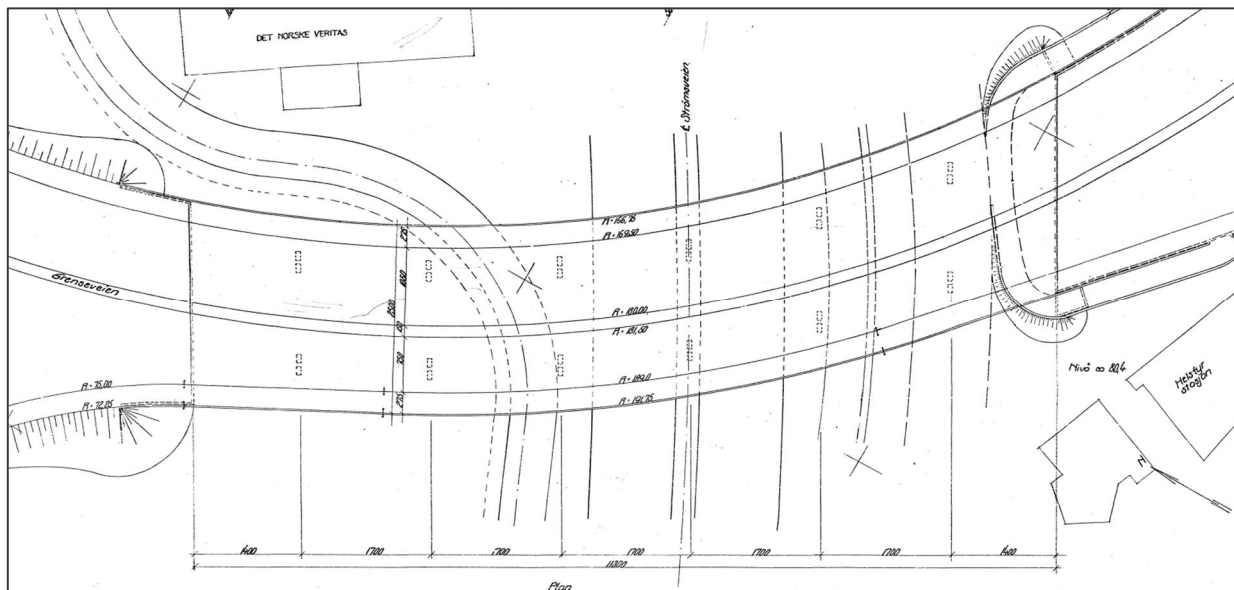
06-0225 GRENSEVEIEN

Dato: 2024-05-23

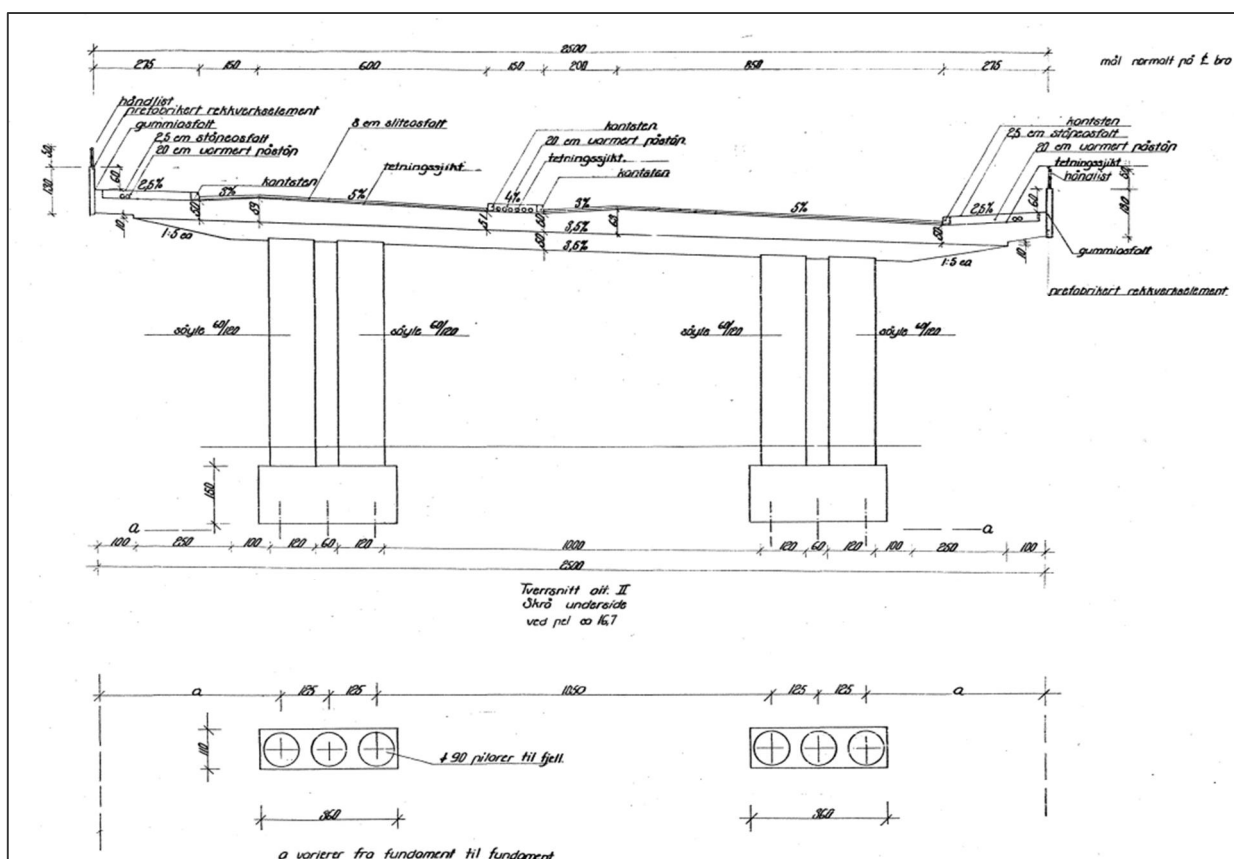
BÆREEVNEVURDERING OG FORSTERKNING FOR NYTT KJØREMØNSTER

Rev.: 2, Rev. Dato: 03/04/2025

Side: 8



Figur 2-2– Opprinnelig plan over brudekket



Figur 2-3– Typisk tverrsnitt av dekk og brygger

Brudekket støttes enkelt på 17 neoprenlager på vestre landkar og på 10 neoprenlager på østre landkar og er gjennomgående over mellomstøttene/søylene.

2.3 MATERIALEGENSKAPER OG PARTIALKOEFFISIENTER

I følge de originale tegningene av broen har brodekket og søylene følgende materialer:

- B350 betong
- Ks50 stålarming

I følge V413 [2] har materialene ovenfor følgende egenskaper:

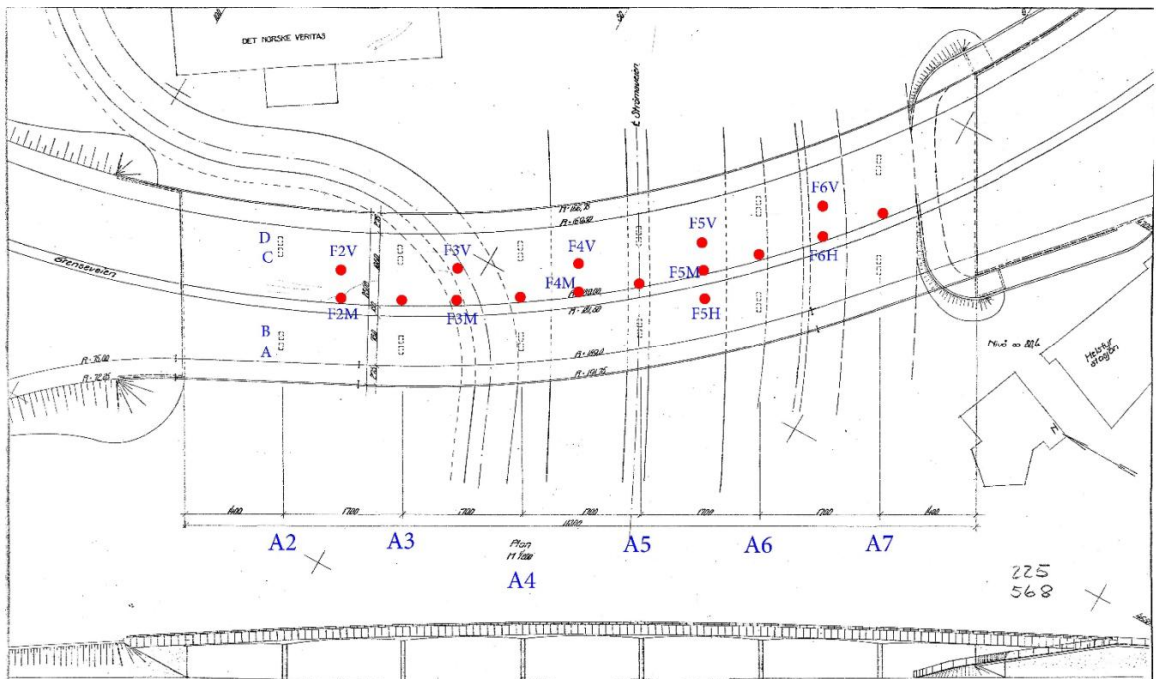
Year of construction	NS 427 (of 1939)	NS 427A (of 1962)	NS 3473 (1973-2003)	NS 3473 (2003-2010)		NS-EN 1992-1-1 (NA 3.1.2)	
	Concrete quality	Concrete quality	Firmness class	Firmness class	f _{cm} (N/mm ²)	Firmness class	f _{ck} (N/mm ²)
Before 1920	C concrete	B 200	C 15	B 10	11.2	B 12	12
1920-1945	B concrete	B 250	C 20	B 16	14.0	B 16	16
After 1945	A concrete	B 300	C 25	B 20	16.8	B 20	20
		B 350	C 30	B 25	20.3	B 25	25
		B 400	C 35	B 28	22.4	B 28	28
		B 450	C 40	B 32	25.2	B 32	32
		B 600	C 55	B 45	34.3	B 45	45

Figur 2-4– Karakteristisk Betongtrykkfasthet, f_{ck} – Ref. V413 – Tabell 2.1.2

Reinforcement type	Reinforcement quality	Diameter (mm) thickness (N/mm ²)	
Smooth steel	St. 37	8-32	230
Comb steel	Ks 40 and Ks 40 S	8-20	400
		25-32	380
	Ks 50 and Ks 50 S	8-16	500
		20-32	480
	Ks 60 and Ks 60 S	8-16	600
	K 400 S and K 400 TS	8-32	400
	K500 S and K500 TS	8-32	500
	K500 TE	8-32	500
	B500C	8-32	500

Figur 2-5- Karakteristisk flytegrense for armering, f_{yk} – Ref. V413 – Tabell 2.1.3

Det er tidligere tatt ut betongkjerner fra brua for å bestemme brudekkets karakteristiske betongstyrke. Figur 2-6viser plasseringen av hver av betongkjernene/prøvene. Rapporten for testene av betongkjernene kan sees i vedlegg C og er utformet i henhold til NS-EN 12390-3 [8]. Tabell 2-1viser geometrien til betongkjernene og testresultatene. Merk at alle betongkjerner er testet med et høyde/diameter-forhold, $h/d \cong 2$.



Figur 2-6- Plassering av betongprøver

Tabell 2-1– Testresultater av betongkjerne i henhold til vedlegg C

Prøve ID	Høyde [mm]	Diameter [mm]	Brudlast [kN]	Brudspending [MPa]
A3	182,1	93,6	311,7	45,3
A4	186,3	93,3	283,5	41,5
A5	169,1	93,8	277	40,1
A6	187,4	93,8	281,2	40,7
A7	187,1	93,9	274,7	39,7
F2M	187,2	93,7	282,7	41,0
F3M	186,3	93,8	274,6	39,7
F4M	187,4	93,8	274,1	39,7
F5M	163,7	93,7	299,4	43,4
F6M	186,5	93,8	229,5	33,2 ⁽¹⁾
2V	186,5	94,2	239	34,3
F3V	186,9	93,8	279,9	40,5
F4V	186,6	93,4	237,7	34,7
F5V	187,4	93,9	317,8	45,9
F6V	187,3	93,8	298,9	43,3
F5H	187,4	93,7	269	39,0

(1) Armering i prøve og er derfor ikke inkludert.

I vedlegg D bestemmes den karakteristiske betongfastheten basert på testresultatet vist i Tabell 2-1 og i henhold til vedlegg D i NS-EN 1990 [3] som $f_{ck} = 33,5\text{MPa}$. Merk at i rapporten fra Cowi i vedlegg B er den karakteristiske betongstyrken bestemt til 41,8 MPa, som ansees som uriktig, og større enn gjennomsnittsverdien av de testede betongfasthetene.

For kapasitetsberegningene og FE-modellen vil følgende karakteristiske materialparametere bli brukt:

- $f_{ck} = 33,5$
- $f_{yk} = 500\text{MPa}$ hvis ϕ 8-16 mm
- $f_{yk} = 480\text{MPa}$ hvis ϕ 20-32 mm

Partialkoeffisienten for materialene:

Materiale	Materialfaktorer γ_c og γ_s			
	Bruddgrense-tilstand	Bruksgrense-tilstand	Ulykkesgrense-tilstand	Utmatningsgrensetilstand
Armert betong, γ_c	1,50	1,0	1,20	1,50
Armering før 1920, γ_s	1,50 ⁽¹⁾	1,0	1,30	1,30
Armering 1920-1955, γ_s	1,30 ⁽²⁾	1,0	1,20	1,20
Armering 1955-2010, γ_s	1,25	1,0	1,10	1,15
Armering etter 2010, γ_s	1,15	1,0	1,00	1,15

¹⁾ For brudekker uten tegn til armeringskorrosjon av betydning for bæreevne i kritiske snitt, kan $\gamma_s = 1,30$ benyttes.
²⁾ For bruer uten tegn til armeringskorrosjon av betydning for bæreevne i kritiske snitt, kan $\gamma_s = 1,25$ benyttes.

Figur 2-7- Materiale partial koeffisienter γ – Ref. V413 – Tabell 2.1.1

Armering fra 1955-2010, partialkoeffisient for ULS: $\gamma_s = 1,25$

I henhold til NS-EN 1992-1-1 [5] Anneks A, A.2.3, kan partialkoeffisientene for testede betongstyrker reduseres med faktoren $\eta = 0,85$, med en minimumsverdi på 1,3. For kapasitetsberegningene er partialkoeffisientene herved:

- $\gamma_c = \max(1,5 \cdot 0,85; 1,3) = 1,3$

2.4 LASTER

Brua vurderes under egenlast (DL), overliggende egenlast (SDL) som består av belegning, ekstra lag med betong for den nye linjeføringen og rekkverk og trafikklast. Horisontale laster (brems-, trekk- & kollisjonslast) samt kryp-, svinn- og termiske laster er ikke vurdert i gjeldende vurdering. Lastene er i henhold til V412 [1].

2.4.1 DL og SDL

Egenvekt av bru og påført egenvekt:

- Egenvekt av eksisterende bruplate med forskjellige tykkelser
- Betongrekkverk og håndløpere i stål

- Belegning
- Ytterligere betonglag over eksisterende dekk for å danne 3% tverrfall.

Enhetsvekten til materialene ble beregnet i henhold til [1]

Mer detaljert:

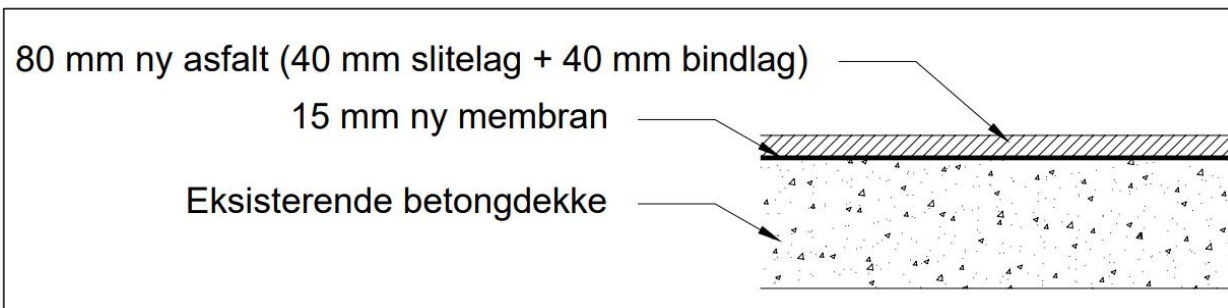
Følgende vektenhet betong brukes: $p_c = 25 \text{ kN / m}^3$

Rekkverket består av betongplater $1,3\text{m(H)} \times 0,15\text{m(T)}$ festet til dekkskantbjelken med håndlist i stål på toppen (se arkivinformasjon – Bilag A – 797-56d). Dens vekt beregnes som følger.

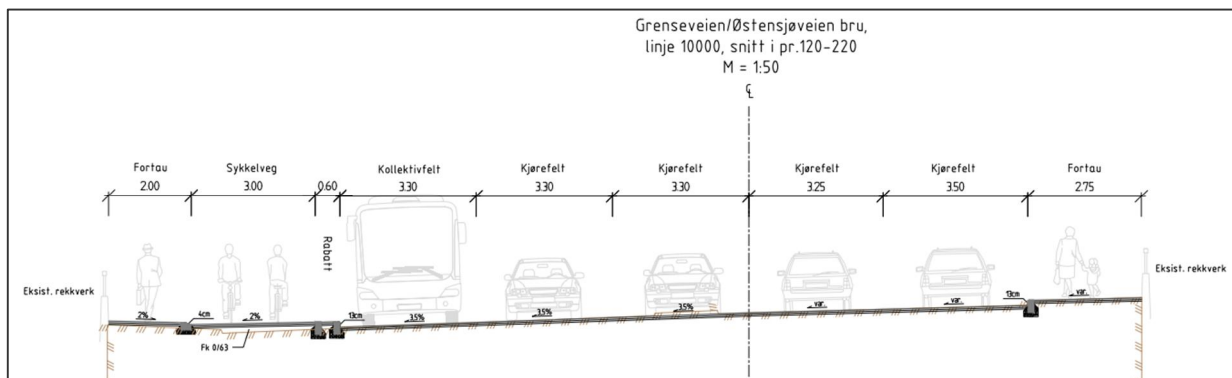
$$q_{\text{par}} = 1,3\text{m(H)} \times 0,15\text{m(T)} \times 25\text{kN/m}^3 + 1\text{kN/m (stålrekkverk)} = 5,88 \text{ kN / m}$$

De forskjellige tykkelsene på overflatelagene og deres vekt (per arealenhet) er vist i Figur 2-10 og Tabell 2-2 nedenfor.

Ved omlegging av veggeometri på brua (se vedlegg G og Figur 2-9), legges en fuktisolering på 15mm og 80mm asfalt på eksisterende dekke i kjørebanearealet. De typiske overflatelagene er vist i Figur 2-8 nedenfor. Eksisterende kjørebane har varierende fall i hver retning (Figur 2-3). Den nye kjørebanen vil ha et ensidig fall over hele bredden, hvor hvert kjørefelt har et annet sidefall, som vist i Figur 2-9 nedenfor. Dette oppnås ved å justere slitelagstykkelsen eller ved å etablere påstøp på overkant av eksisterende brudekke. De forskjellige tykkelsene på overflatelagene og deres vekt (per arealenhet) er vist i Figur 2-10 og Tabell 2-2 nedenfor. For å forenkle beregningene er det brukt et sidefall på 3,5 % og 2 % for beregning av tilleggsbelastning over henholdsvis kjørefelt og gang-/sykkelveg.



Figur 2-8- Belegning



Figur 2-9– Ny linjeføring – Enkel skråning

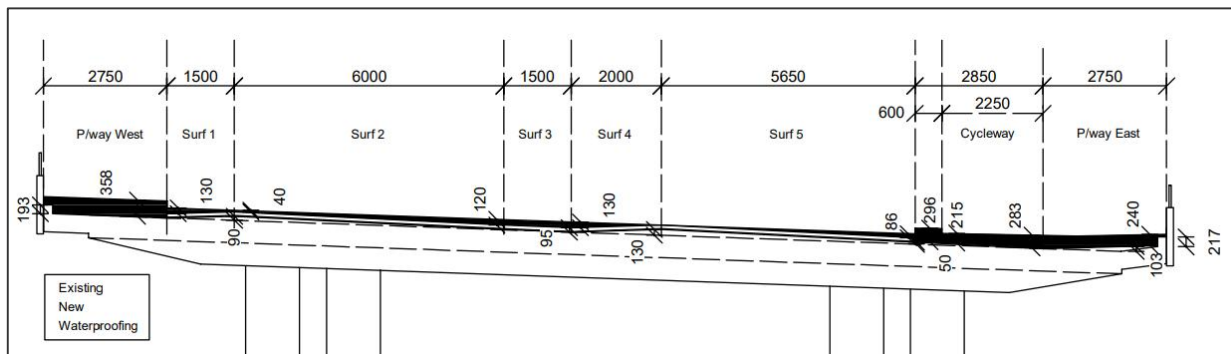
06-0225 GRENSEVEIEN

Dato: 2024-05-23

BÆREEVNEVURDERING OG FORSTERKNING FOR NYTT KJØREMØNSTER

Rev.: 2, Rev. Dato: 03/04/2025

Side: 13



Figur 2-10– Justering av eksisterende dekk til den nye veggeometri – Ekstra betong (svarte skraverte områder)

Tabell 2-2– Tykkelsen på overflaten og påførte belastninger

Lane	Eksisterende betongtykkelse (mm) og påført belastning (kN / m ²)		Asfalt og vanntetting (mm) og påført belastning (kN / m ²)		Nytt betonglag (mm) og påført belastning (kN / m ²)		Total tykkelse (mm)	Total belastning påført (kN / m ²)
P/vei vest	0	0,0	15	0,4	358	8.9	373 mm	9.3
Overflate 1	$90/2 = 45$	1.1	95	2.4	$(130+40)/2 = 85$	2.1	225 mm	5.6
Overflate 2	$90/2 = 45$	1.1	95	2.4	$(120+40)/2 = 80$	2.0	220 mm	5.5
Overflate 3	Sentral reserve vil bli fjernet	N/A	95	2.4	$(120+130)/2 = 125$	3.1	220 mm	5.5
Overflate 4	$130/2 = 65$	1.6	95	2.4	$130/2 = 65$	1.6	225 mm	5.6
Overflate 5	$(130+50)/2 = 90$	2.3	95	2.4	$86/2 = 43$	1.0	228 mm	5.7
Sykelvei	$50/2 = 25$	0,6	15	0,4	$296(600/2250) + (215+283)/2 = 276$	6.9	316 mm	7.9
P/vei øst	$103/2 = 52$	1.3	15	0,4	$(240+283)/2 = 261$	6.5	328 mm	8.2

2.4.2 Trafikkbelastninger

Følgende laster anses som en del av trafikklastene, i samsvar med [1]:

- Spesialtrafikk, Sv12/100
- Bk10/60
- Ensartet fordelt last, på resten av banene
- Gang- og sykkelbelastning

3. FINITE ELEMENT-MODELL

3.1 MODELLBESKRIVELSE

En 3D FE-modell ble laget ved bruk av "LUSAS Modeller ", V21.0, med modellen i sin helhet vist i Figur 3-1 til Figur 3-3 nedenfor. Strukturens geometri har blitt modellert i detalj, med visse endringer, som basert på ingeniørmessig skjønn ville forenkle modellen uten å påvirke resultatene.

3.1.1 Geometri

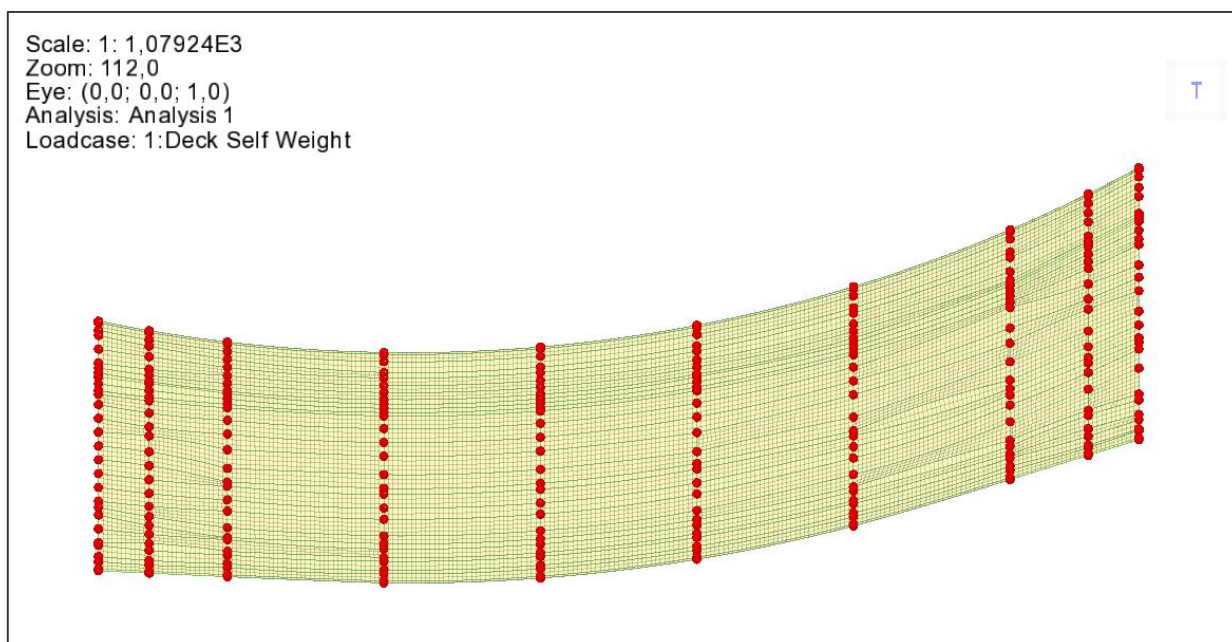
Den buede dekkegeometrien i plan, etter vegens linjeføring, ble modellert nøyaktig, basert på radiusen på de originale tegningene av brua (tegning No 797.06). Linjene ble tegnet i Autocad og ble deretter importert til LUSAS som hjelpelinjer.

Følgende forenkling ble introdusert til modellen:

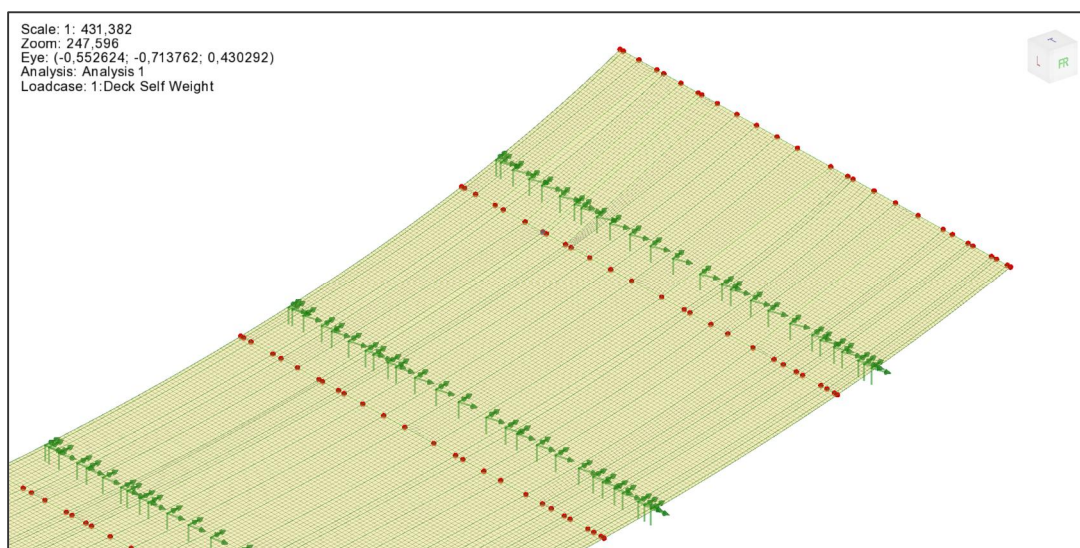
- Brudekket er forenklet som horisontalt, da riktig helning på brudekket ikke vil påvirke resultatene ved de kritiske snittene.
- Høyden på støttesøylene varierer fra 4,5m til 6,2m (i henhold til arkivinformatjon – tegning 797.18), hvor høyden måles fra toppen av pelefundamentet til undersiden av dekkplaten. En gjennomsnittlig høyde på 5,0m (nærmere minimumshøyden) ble brukt konservativt i modellen for alle søylene.

3.1.2 Mesh Type

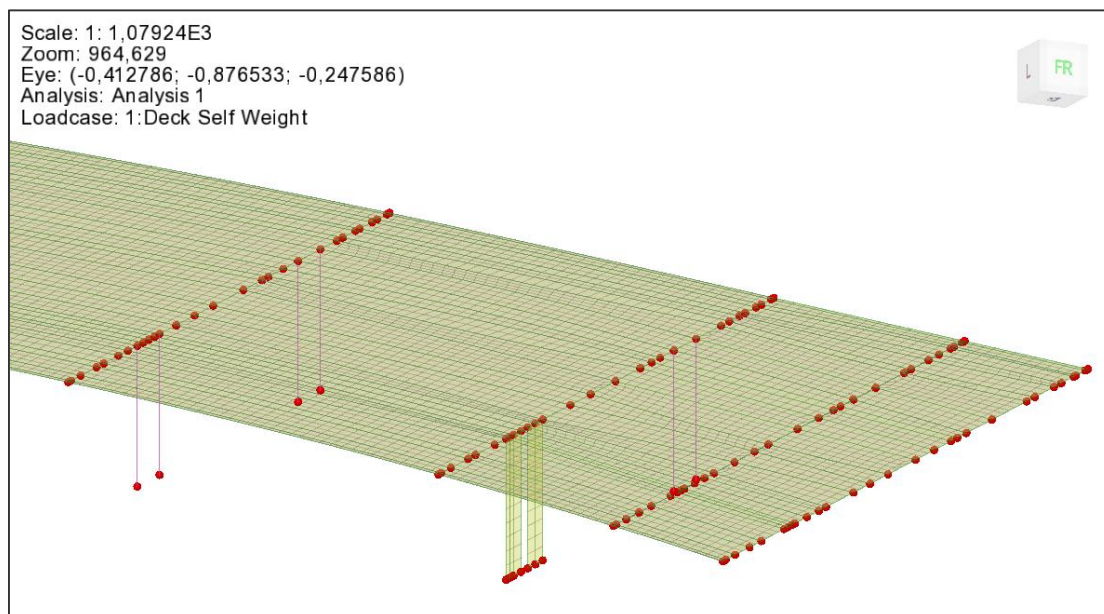
Innenfor LUSAS FE-modellen ble alle overflateelementer (dekkelementer) modellert med tykt skalloverflateelement med QTS4 mesh påført. Figur 3-1 viser et planriss av det modellerte brudekket. Meshet ble påført på en konsistent måte, med alle elementene justert i samme orientering (se figur Figur 3-2). Dette for å sikre nøyaktige lasteffekter kunne oppnås fra analysen. En masketthet på 0,5mx0,5m ble brukt for å effektivt underdele overflateelementene i modellen. Bæresøylene, på stedet for de mellomliggende støttene, ble modellert ved bruk av bjelkeelementer med firkantet mesh (BMI21). Basert på [8] ble brudekket funnet å være overutnyttet i skjæring nær sør-østre søylepar. For å redusere lokale variasjoner i skjærspenninger på dekket på grunn av modellering, er bare søylene på det stedet modellert ved bruk av tykke overflateelementer med QTS4 mesh påført (se Figur 3-3). En masketthet på 0,5 mx 0,5 m ble også brukt. Fundamentene og pelene ble ikke modellert. Vær oppmerksom på at det benyttes en egen modell med alle søylene modellert som bjelkeelementer for søylekapasitetskontrollen, for å unngå urealistisk lastfordeling mellom søyleparet.



Figur 3-1- Planriss som viser mesh



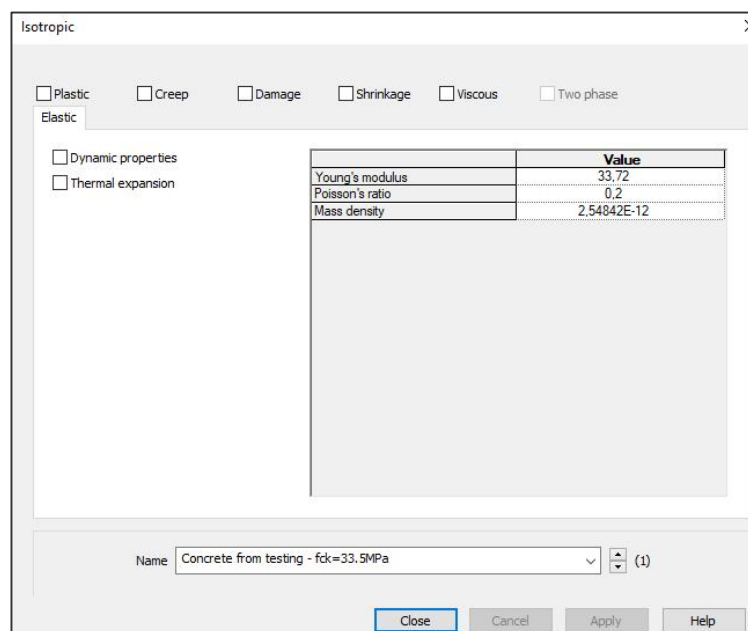
Figur 3-2– Visning som viser mesh og mesh-aksene



Figur 3-3- Visning som viser skallelementene som brukes for pilar

3.1.3 Materialegenskaper

Elastiske materialegenskaper for betongen ble brukt i henhold til betongens styrke.



Figur 3-4– Egenskaper for elastisk betongmateriale

3.1.4 Elementseksjonsegenskaper

Brudekkets tykkelsesvariasjoner ble modellert ved å bruke "Surface Grid Variations", som gjør det mulig å modellere den paraboliske tykkelsesvariasjonen i lengderetningen og den lineære

tykkelsesvariasjonen i tverrretningen til brudekket. En eksentrisitet av brudekkeelementene ble påført for å sikre en plan toppoverflate ved å bruke kommandoen "Surface Grid Variations". Et eksempel på dekkevariasjonen i lengderetningen er vist på Figur 3-5. For kantbjelken og vest- og østkantkanten ble det brukt en konstant tykkelse på henholdsvis 600 mm og 400 mm.

En overflate med konstant tykkelse ble påført søylene modellert som overflateelementer, mens en seksjon på 1,2mx0,6m ble påført søylene modellert som bjelkeelementer (Figur 3-6 og Figur 3-7).

Figure 3-5 shows two examples of 'Surface Grid Variation' data. The left example shows a variation in thickness (X1, X2, X3) for a longitudinal section. The right example shows a variation in eccentricity (X1, X2, X3) for a longitudinal section.

	X1	X2	X3
Y1	1.0E3	500.0	1.0E3

	X1	X2	X3
Y1	-250.0	0.0	-250.0

Figur 3-5– Eksempel på Variasjonsinndata for de geometriske egenskapene (venstre) og eksentrisiteten (høyre) til overflateelementene.

Figure 3-6 shows the 'Geometric Surface' dialog box. It displays the geometric properties for a column modeled as a surface element. The table shows the thickness (t) and eccentricity (ez) values.

	Value
Thickness t	600.0
Eccentricity ez	0.0

Name: Column thickness - 600

Figur 3-6- Geometriske egenskaper til søyler modellert som overflateelementer

Geometric Line

Analysis category: 3D

Definition:
☒ From library / calculator
☐ Enter properties

Rotation about centroid: 0 ° Mirrored about axis: None

Reinforcement (only used for RC design checks): None

ez origin: Centroid ey origin: Same as ez

Parametric Sections: 1:Column (1200x600) (RSS D=600 B=)

Rectangular Sections: 100%

Visualise... Tapering >> Section details...

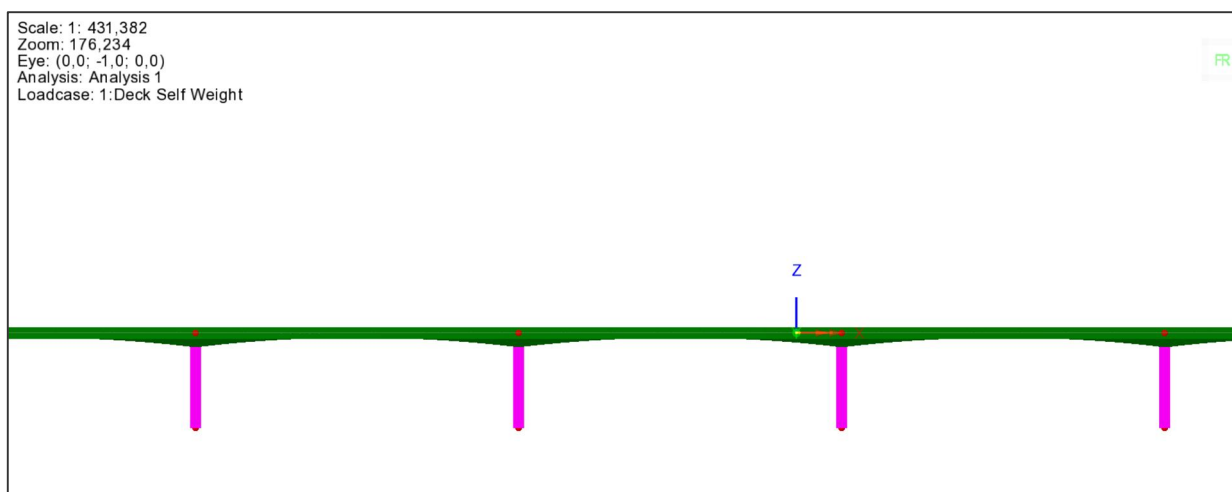
Name: Column (4)

Close Cancel Apply Help

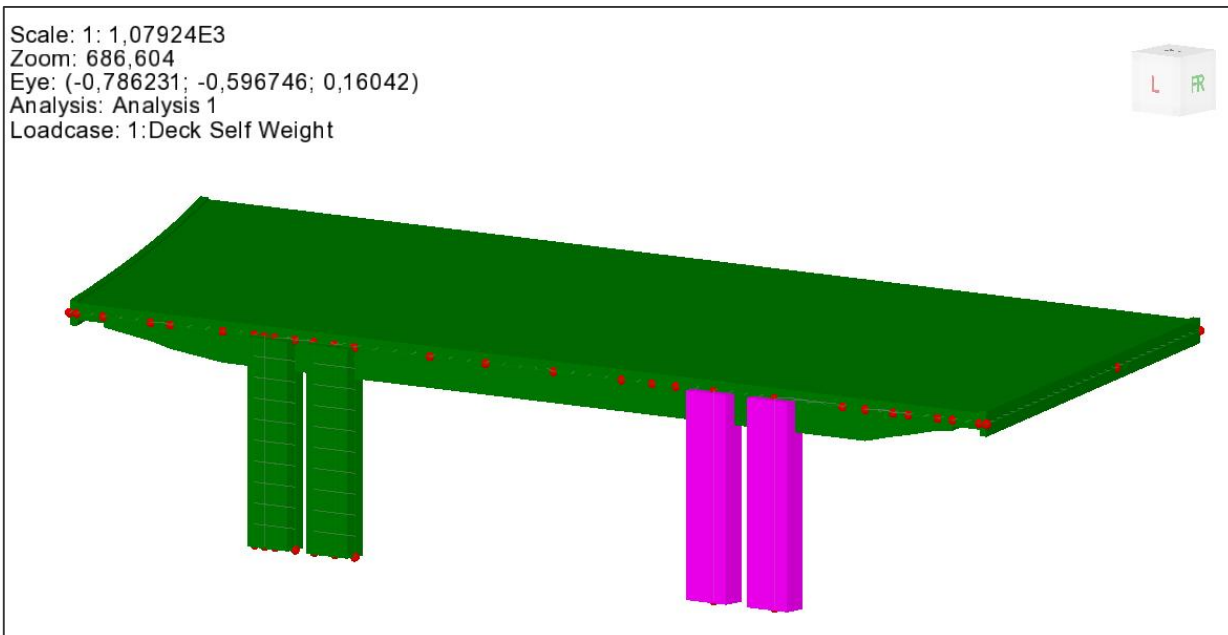
	Value
Cross sectional area (A)	720.0E3
Second moment of area about y axis (Iyy)	21.6E9
Second moment of area about z axis (Izz)	86.4E9
Product moment of area (Iyz)	0.0
Torsional constant (J)	59.2799E9
Effective shear area in y direction (Asy)	600.031E3
Effective shear area in z direction (Asz)	600.122E3
Eccentricity in y direction (ey)	0.0
Eccentricity in z direction (ez)	0.0

Figur 3-7- Geometriske egenskaper til søyler modellert som bjelkeelementer

Figur 3-8 viser brudekketykkelsesvariasjonen i lengderetningen og Figur 3-9 viser brudekkets tykkelsesvariasjon i tverretningen.



Figur 3-8– Brohøyde - Fleshed



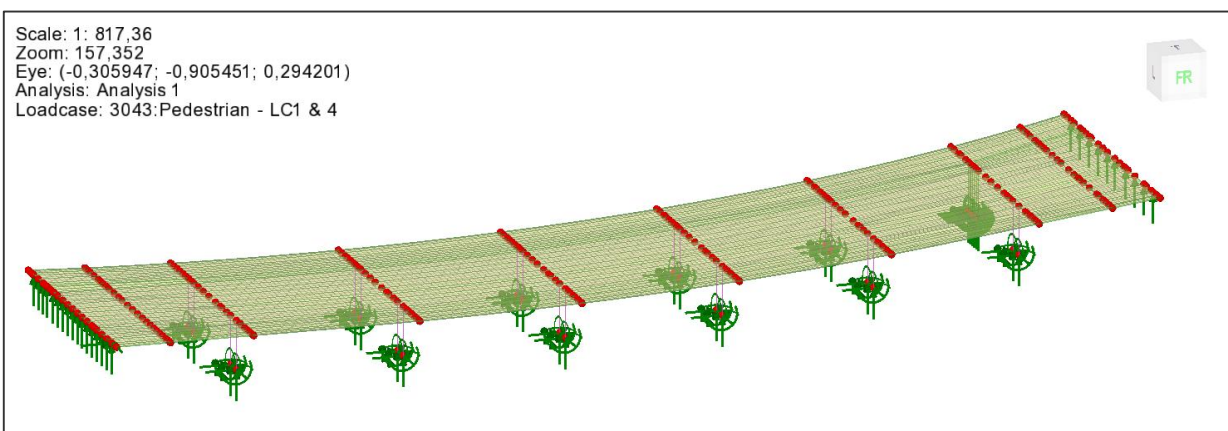
Figur 3-9– Brutverrsnitt - Fleshed – seksjon ved rutenett F

3.1.5 Støttebetingelser

Basert på broartikulasjonen (legg til referanse) gjelder følgende støttebetingelser for modellen:

- Landkar – fastholdning i vertikal retning.
- Søylar (øverst) – integrert forbindelse med dekket (monolittisk)
- Søylar (nederst) – begrenset i rotasjon og translasjon i alle retninger (fast).

Kun vertikale belastninger vil bli brukt for den nåværende vurderingen, og derfor ble det ikke påført ytterligere begrensninger i lengde- og sideretning for å representere oppførselen til neoprenlagrene.



Figur 3-10– Brostøtteforhold

3.2 LAST INN APPLIKASJONEN

3.2.1 Laste kombinasjoner

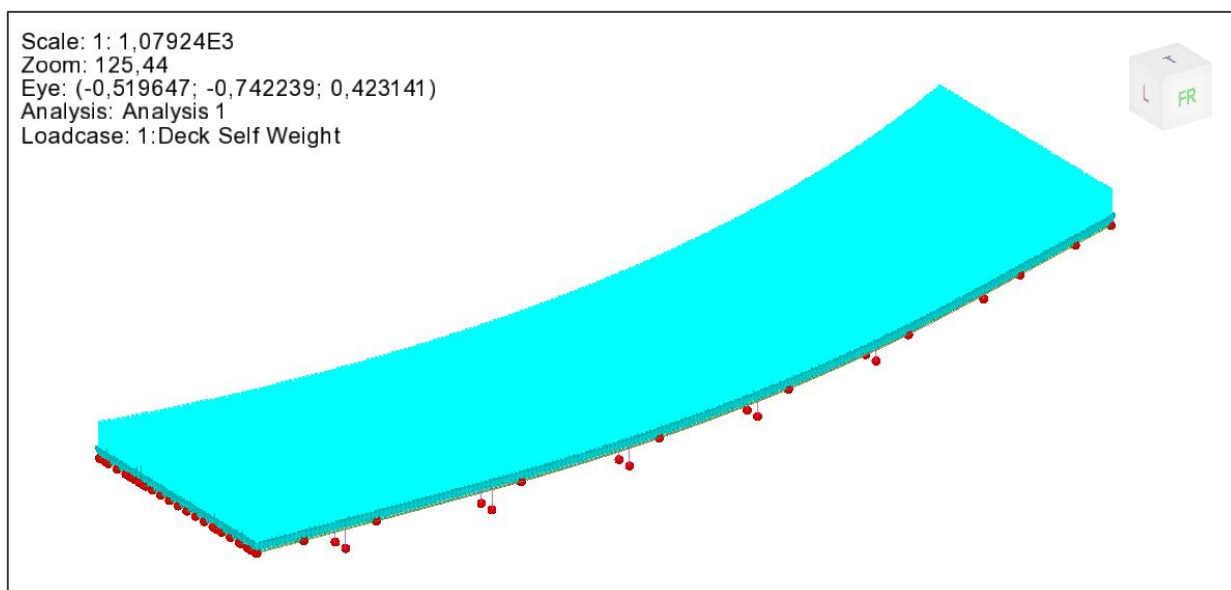
Alle belastninger påføres modellen i henhold til Håndbok V412.

Følgende partielle sikkerhetsfaktorer, basert på tabell 9.3.1-1 i Håndbok V412, er brukt i modellen for lastkombinasjonene:

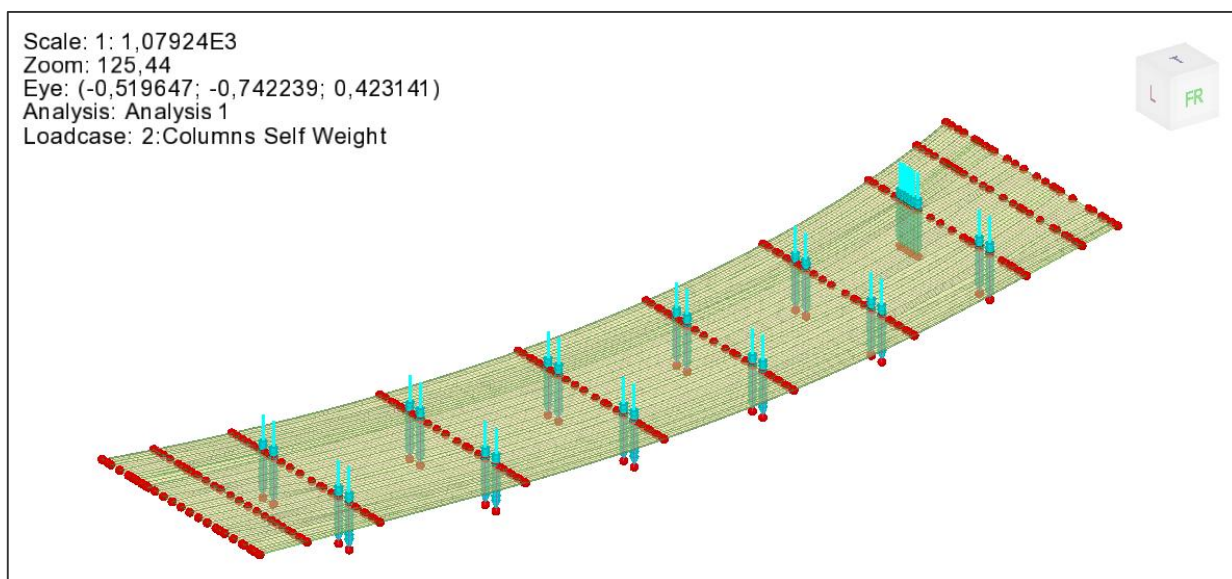
Lastsikkerhetsfaktor			
Permanente belastninger	$\gamma_{g, unf}$	1,15	Ugunstige handlinger
	$\gamma_{g, fav}$	1,0	Gunstige handlinger
Spesialtransport	$\gamma_{q, 1}$	1,2	For SV 12/100 og BK 10/60
Ytterligere levende belastninger	$\gamma_{q, 2}$	1,2	Fotgjenger, sykkel og UDL i tilleggsfelt

3.2.2 Død last

Tyngdekraft ble påført betongelementene i konstruksjonen med enhetsvekt på 25kN/m^3 i henhold til Håndbok V412 Figur 3-11 viser gravitasjonsbelastningen til brudekket og Figur 3-12 viser tyngdekraften til søylene.



Figur 3-11– Tyngdekraftsbelastning på dekkets overflateelementer



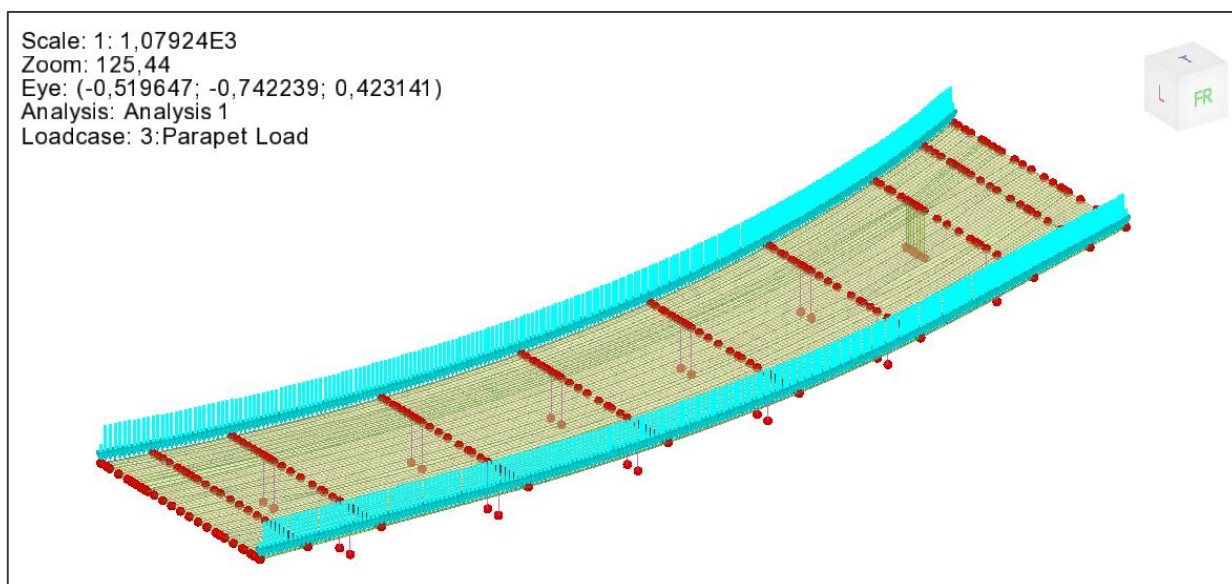
Figur 3-12– Tyngdelast til søylebjelkeelementer

3.2.3 Overlagret dødlast (SDL)

Følgende SDL er brukt i modellen:

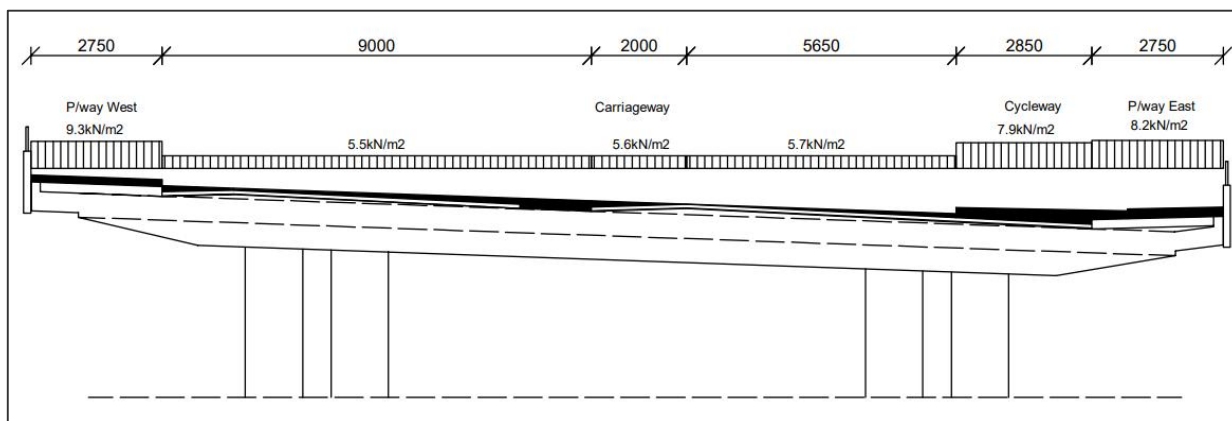
- Last av rekkverk
- Eksisterende betongbelegg
- 90 mm belegning
- Ytterligere betong for å danne beskrevet fall i kjørebaneareal.

Rekkverk består av betongpanel festet til dekkekantbjelken med en stålrekkverk på toppen (se arkivinformasjon – Bilag A – dwg 797-56d). En total linelast på 5,88kN/m ble påført ved kanten av dekket, som vist på Figur 3-13. For detaljert beregning av lastene se 2.4.1.

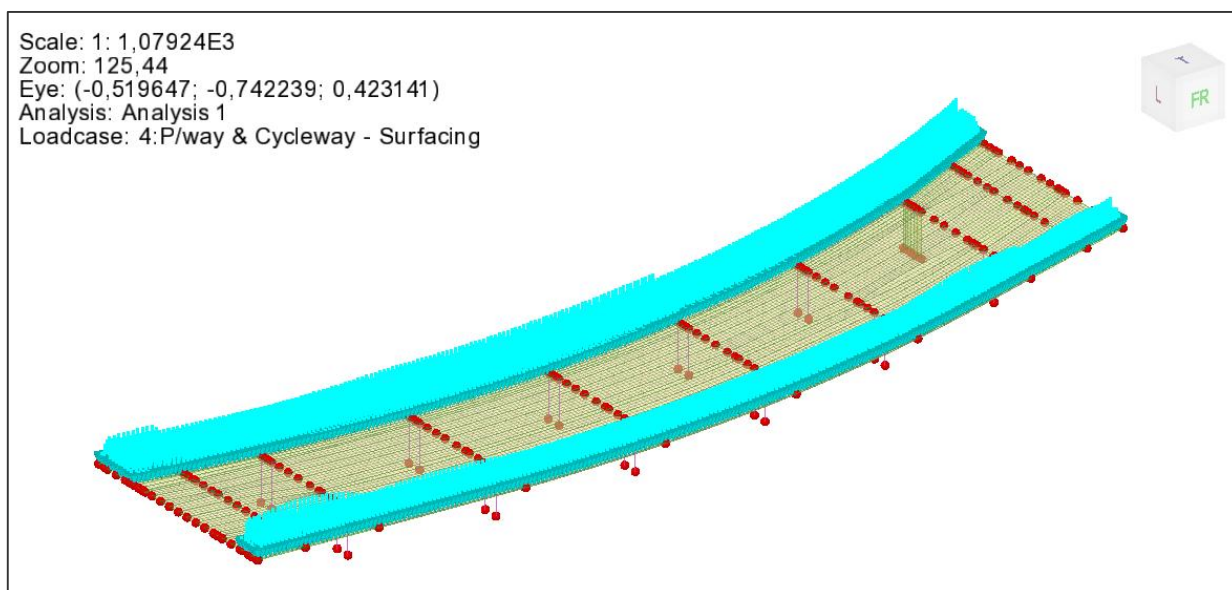


Figur 3-13– Last av brystningslinje

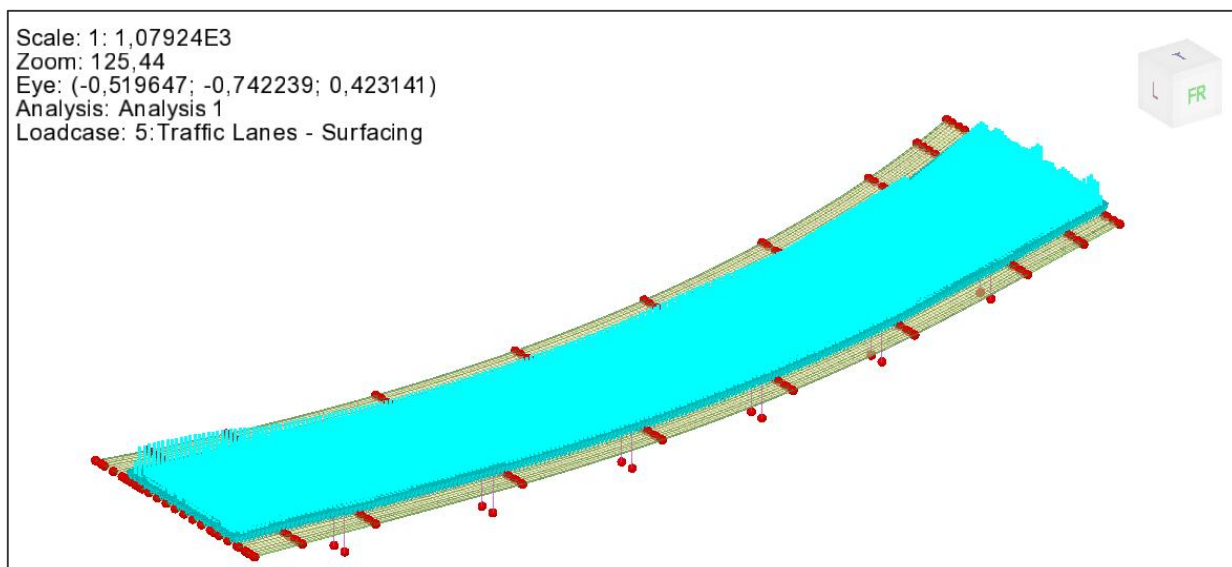
Tilleggsbetongen som støpes på toppen av eksisterende brudekke vil kun påføres i modellen som overliggende egenlast, og lastene er beregnet ut fra tykkelsene vist i Figur 2-10 og presentert i Tabell 2-2. Den overlagrede egenlasten brukes for sykkel- og gangfeltene og kjørefeltene som vist i Figur 3-14. Figur 3-15 viser den overlagrede egenlasten påført i modellen ved sykkel- og gangfeltene og Figur 3-16 viser de overlagrede egenlastene påført i modellen ved kjørefeltene.



Figur 3-14- Påført overflate laster



Figur 3-15– Overlagret egenlast for sykkel- og fotgjengervei



Figur 3-16– Overlagret egenlast over kjørefelt.

De detaljerte numeriske beregningene av de påførte lastene er presentert i vedlegg C .

3.2.4 Trafikkbelastninger

3.2.4.1 Trafikkbelastninger for kjøretøy

Kjøretøylasten for SV12/100 Spesialtransport kombinert med kjøretøylasten Bk10/60 ble påført i samsvar med Håndbok V412. Tre ulike typer kjøretøy for hver lasttype må påføres på broen:

1) Boggi/Trippelboggilast

2) Kjøretøylast bestående av 5 aksler

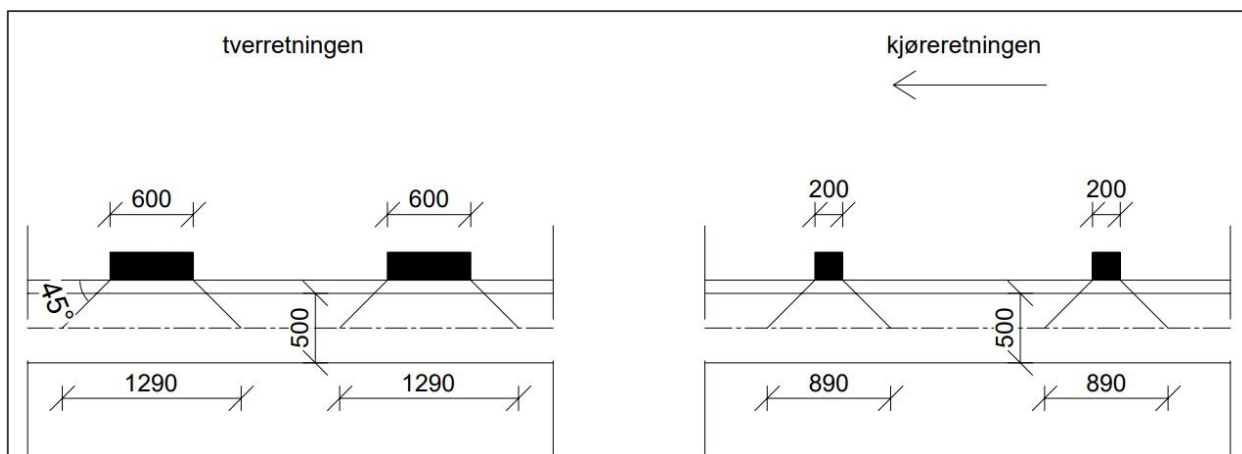
3) Vogntoglast bestående av 8/9 aksler hver kombinert med en 6kN/m UDL.

En enkel kontroll med RAMBLA, et bjelke-FE- program for å bestemme minimums- og maksimumssnittkrefter for bevegelige laster utviklet av RAMBØLL, ble utført, og resulterte i følgende kritiske tilfeller. For mer informasjon se vedlegg D:

1. Kritisk belastning for maksimalt moment: Kjøretøylast
2. Kritisk belastning for maksimal skjærkraft: Vogntoglast

Basert på "RAMBLA" analyseresultater og brudekks geometri, er kjøretøyposisjonene vist på Figur 3-18 i tverretningen av brudekktet vurdert som kritiske. På grunn av den buede veilinen ble UDL for LC1 og LC3 opprettet på lignende måte. Lastene lages som overflatelaster for hvert hjul på kjøretøyene, og kombinert i hver posisjon på hvert hjul og aksel. Kontaktflaten mellom hjullasten og veien er ifølge [1] et rektangel med sider 0,2 m i kjøreretningen og 0,6 m i tverretningen. Lasten spres deretter til tyngdepunktet til bruflaten, med en spredning til dybdeforhold på 1:1, og hjullasten fordeles jevnt over hele området. For å forenkle hjulbelastningen ble det kun brukt en konstant belegningstykkelse på 95 mm og en 500 mm platetykkelse for beregningen av hjulbelastet areal (se Figur 3-17). Følgende ensartede belastninger, som tilsvarer hver kjøretøyhjulbelastning, ble påført over et område på $(0,2\text{m} + 2(0,5\text{m}/2 + 0,095\text{m})) \times (0,6\text{m} + 2(0,5\text{m}/2 + 0,095\text{m})) = 1,15\text{m}^2$ (Se Tabell 3-1).

Overflatelasten og de kombinerte lastene for Sv 12/100 og Bk10/60 er vist i Figur 3-21. UDL ble påført over kjørefeltbredden (2m). Figur 3-21 viser UDL for bane 1. Ingen tilleggsfordeling ble vurdert.

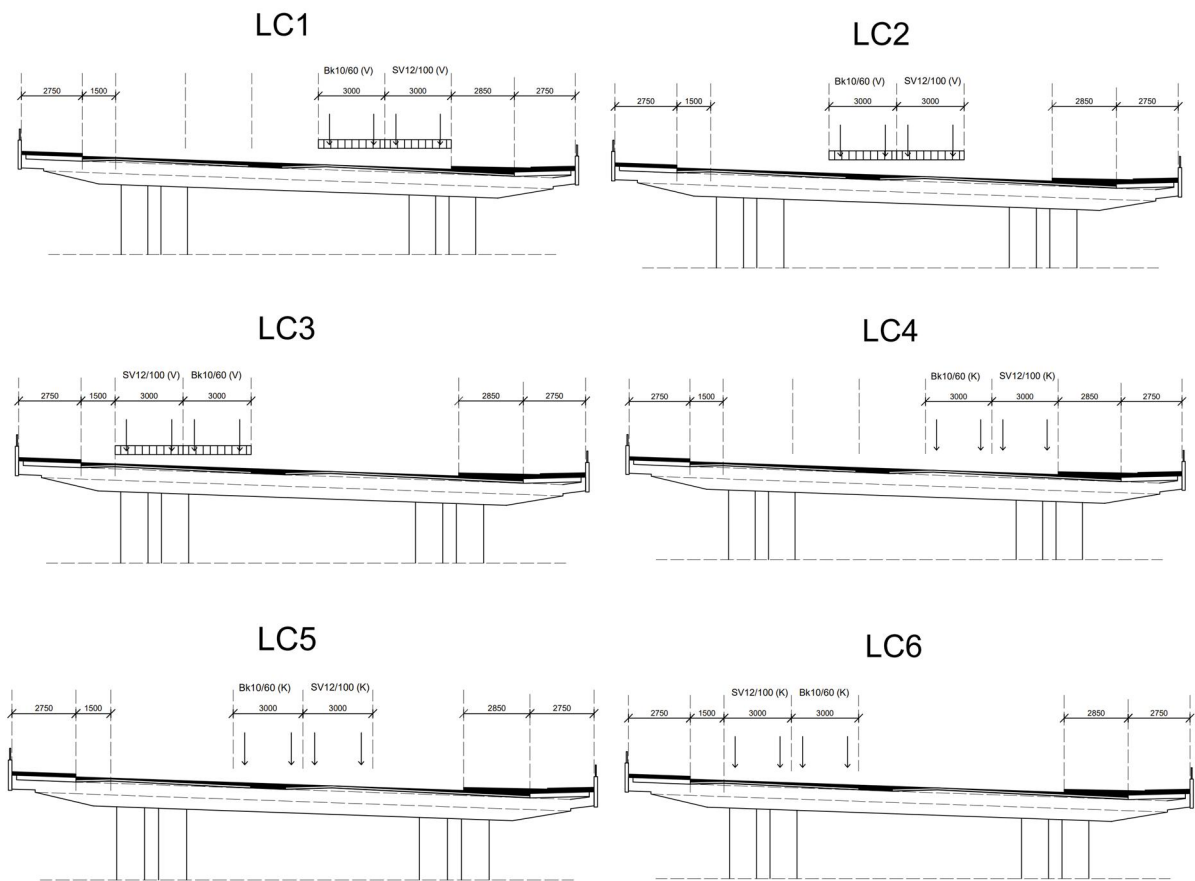


Figur 3-17Hjullastkontaktflate og spredning til midten av dekk

Tabell 3-1Hjul Overflatebelastning

Type kjøretøy	Punkt Hjulbelastning /linelast	Overflate hjulbelastning
SV12/100	60,0 kN (0,5 x 120 kN)	52,3 kN/m ²
	67,5 kN (0,5 x 135 kN)	58,8 kN/m ²
Bk10/60	31,5 kN (0,5 x 63 kN)	27,4kN/m ²
	40 kN (0,5 x 80 kN)	34,8 kN/m ²

Merk: Basert på antall og lengde på spenn ble kun Kjøretøylasten og Vogntoglasten vurdert i analysen.



Figur 3-18– Plassering av kjøretøylast for de ulike lastkombinasjonene som vurderes

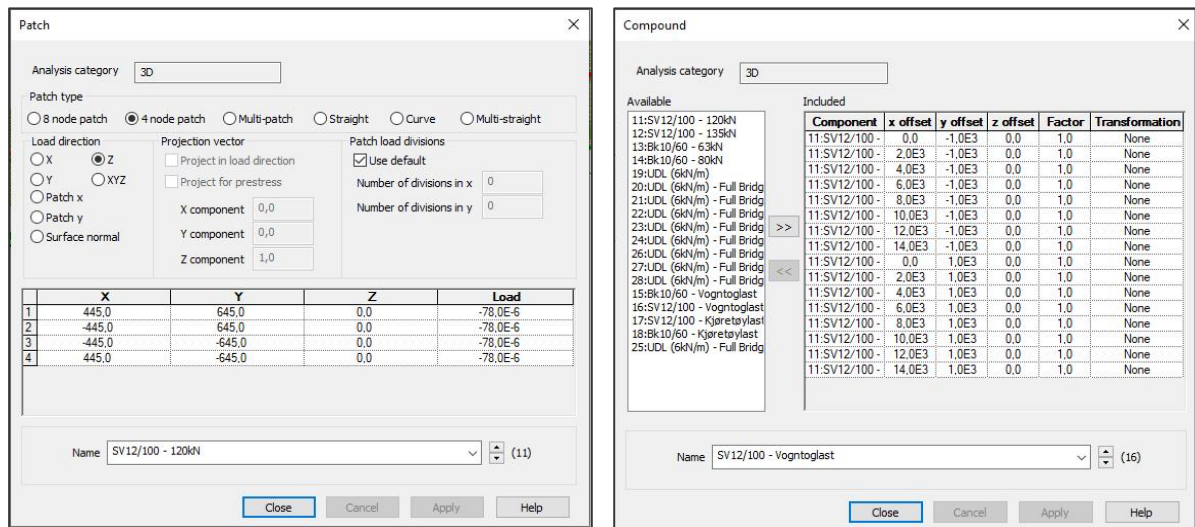
06-0225 GRENSEVEIEN

Dato: 2024-05-23

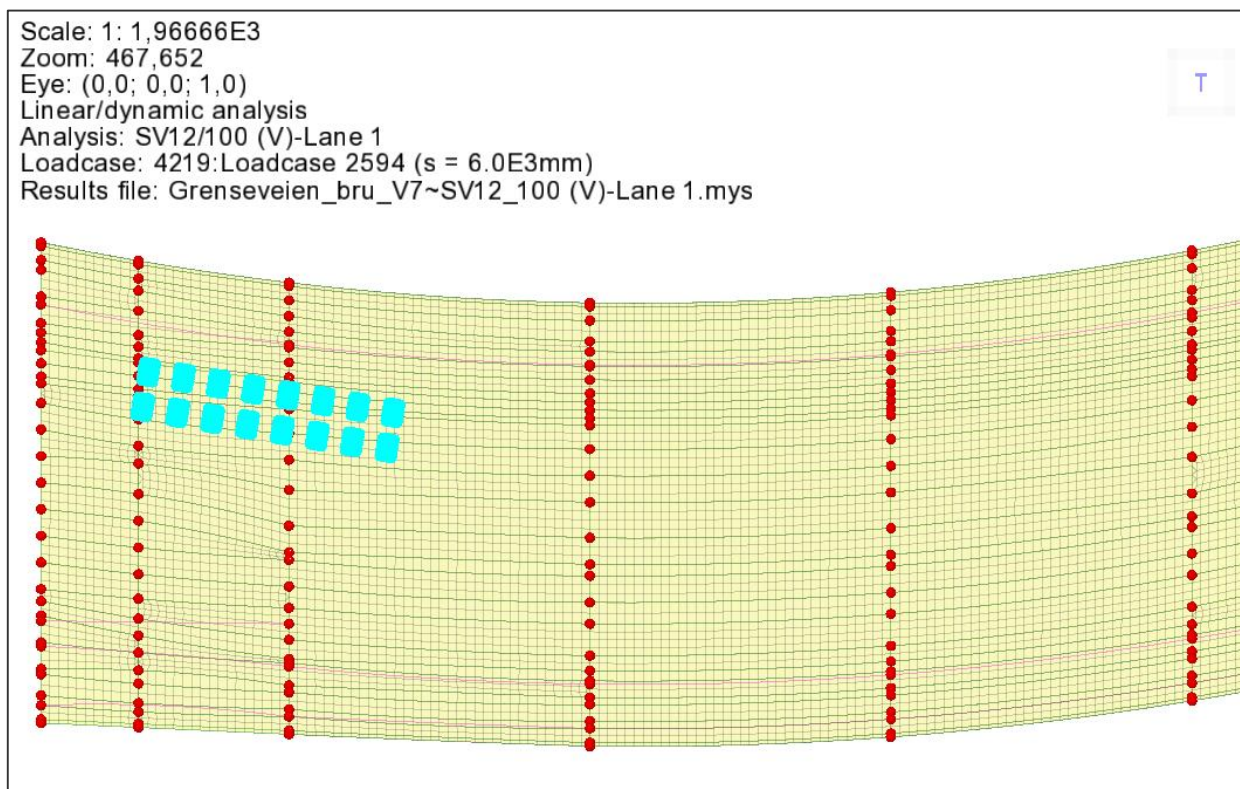
BÆREEVNEVURDERING OG FORSTERKNING FOR NYTT KJØREMØNSTER

Rev.: 2, Rev. Dato: 03/04/2025

Side: 26

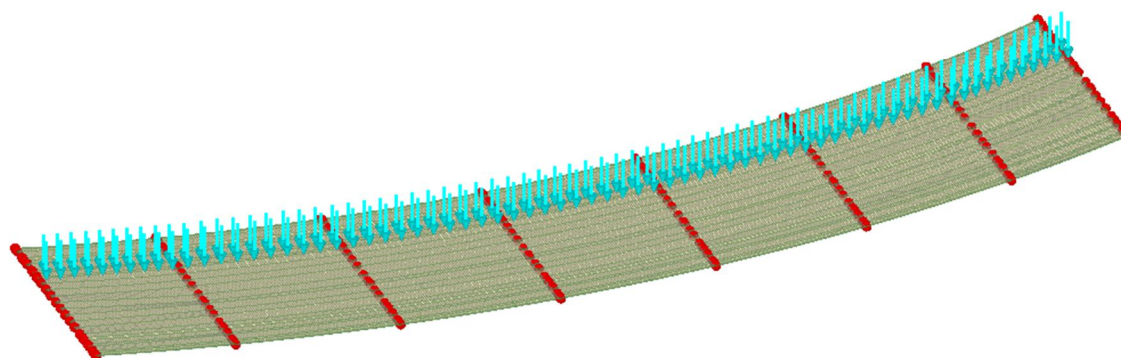


Figur 3-19– Eksempel på patch load og "compound" load for en SV12/100 Vogntoglast



Figur 3-20 Påført kombinert SV12 / 100 Vogntoglast på brudekke

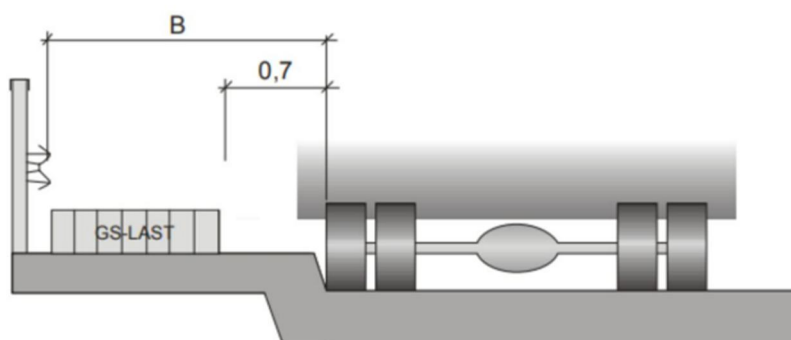
Scale: 1: 431,382
Zoom: 59,6356
Eye: (-0,284376; -0,849965; 0,443497)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1100:UDL Lane 1
Results file: Grenseveien_bru_V4~Analysis 1.mys



Figur 3-21– UDL for kjørefelt for lasttilfeller 1 og 4

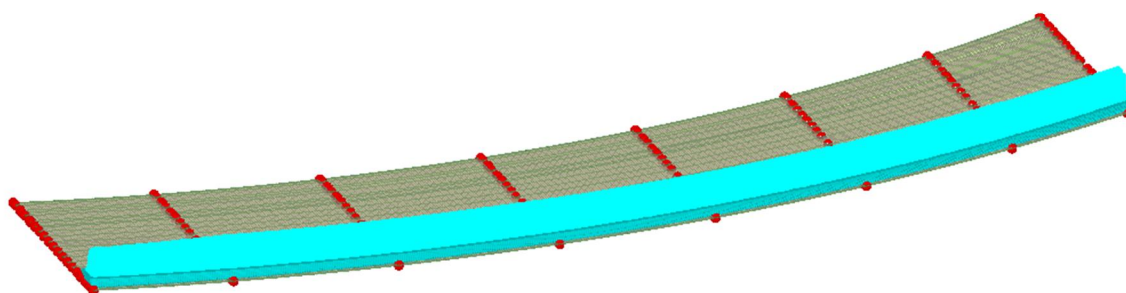
3.2.4.2 Trafikkbelastning gang-/sykkelbane

1kN/m² Trafikkbelastning for fotgjengere og syklister, samtidig med biltrafikkbelastning, ble påført i samsvar med avsnitt 3.2.6.2 i [1]. Lastebredden som vurderes for lastpåføringen er vist nedenfor i Figur 3-22. Figur 3-23 viser trafikkbelastningen for fotgjengere og syklister i FE-modellen.



Figur 3-22- Gang- og sykkelvei adskilt fra kjørebanelen med føringskant – ref: [1] – figur 3.2.6.2-1

Scale: 1: 431,382
Zoom: 59,6356
Eye: (-0,292571; -0,88582; 0,360174)
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 3042:Pedestrian - LC3 & 6



Figur 3-23– Fotgjengerbelastning som skal påføres samtidig med trafikkbelastning i LC3 og LC6

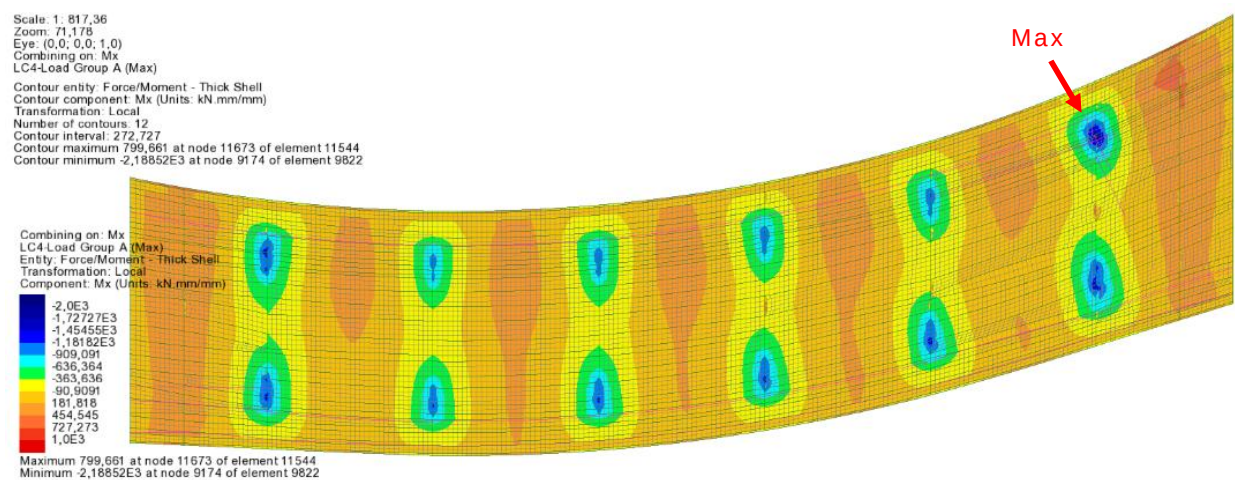
4. ANALYSERESULTATER

Basert på 3.2.4 er de verste scenarioene for bøyning og skjæring for brudekket, i lengde- og tverretning, oppsummert i følgende tabell (Tabell 4-1).

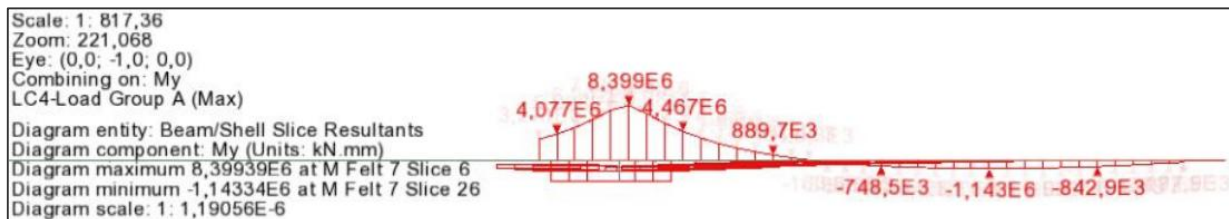
Tabell 4-1 - Worst case scenario for lasting for brudekke

Seksjonsstyrker	Styrende LC
Moment – Lengderetning	LC4
Skjær – lengderetning	LC1
Moment – Tverretning	LC4
Skjær – tverretning	LC1
Merk: For forklaring av LC-nummereringen, se avsnitt 3.2.4.1 og Figur 3-18	

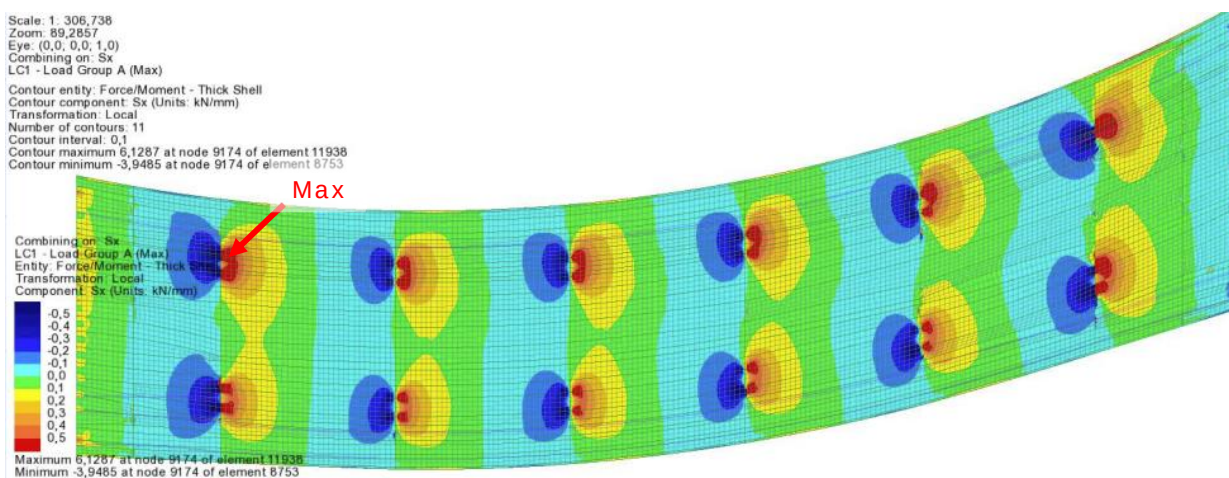
Eksempelvis er plottene for kun moment og skjær i lengderetningen, for de styrende lastene, presentert i Figur 4-1 til Figur 4-4 nedenfor.



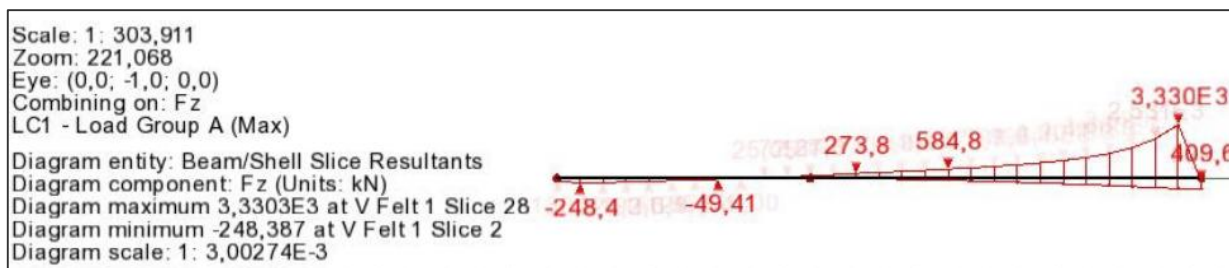
Figur 4-1– Plott av resultater i moment i brudekke i lengderetningen under LC4



Figur 4-2- Momentdiagram i brodekket i lengderetningen under LC4



Figur 4-3– Resultatplott i skjær i brudekke i lengderetningen under LC1



Figur 4-4- Skjærdiagram i brudekke over NØ støtte (maks), i lengderetningen under LC1

5. KAPASITETSBEREGNINGER

Kapasitetskontrollene som gjennomføres for vurderingen er presentert i denne delen. For detaljerte beregninger, se vedlegg E. For seksjonsnavn, se Figur 2-1.

5.1 BEGRENSNING AV KONTROLLER

Brua er kun beregnet for bruddgrensetilstand (ULS). Følgende lastkombinasjoner brukes:

Lastkombinasjon Gruppe A:

$$1.15 \times \text{unfavorable permanent loads} + 1.2 \times SV12/100 + 1.2 \times Bk10/60 + 1.2 \times (UDL 6kN/m) \\ + 1.2 \times \text{Pedestrian/cyclist LL}$$

Note:

1. Kun belastningskombinasjonen for gruppe A, i henhold til [1] ble brukt i vurderingen som den som ga de mest tyngende effektene.
2. Dynamiske faktorer er inkludert i kjøretøyets aksellast. Det er derfor ikke nødvendig å beregne ytterligere dynamiske faktorer.

5.2 BETONGSTYRKE

Den karakteristiske betongens trykkfasthet er: $f_{ck} = 33,5\text{MPa}$ – se 2.3.

Dimensjonerende trykkbetongstyrke beregnes som følger:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \times a_{cc}}{\gamma_c} = \frac{33,5\text{MPa} \times 0,85}{1,3} = 21,9\text{MPa}$$

5.3 ARMERINGSSTYRKE

Den karakteristiske flytegrensen til armeringen er:

$$f_{yk,l} = 500\text{MPa for } 8\text{mm} < \varphi < 16\text{mm}$$

$$f_{yk,s} = 480\text{MPa for } 20\text{mm} < \varphi < 32\text{mm}$$

Dimensjonerende flytegrense beregnes som følger:

$$f_{yd,l} = \frac{f_{yk,l}}{\gamma_s} = 400\text{MPa for } 8\text{mm} < \varphi < 16\text{mm}$$

$$f_{yd,s} = \frac{f_{yk,s}}{\gamma_s} = 384\text{MPa for } 20\text{mm} < \varphi < 32\text{mm}$$

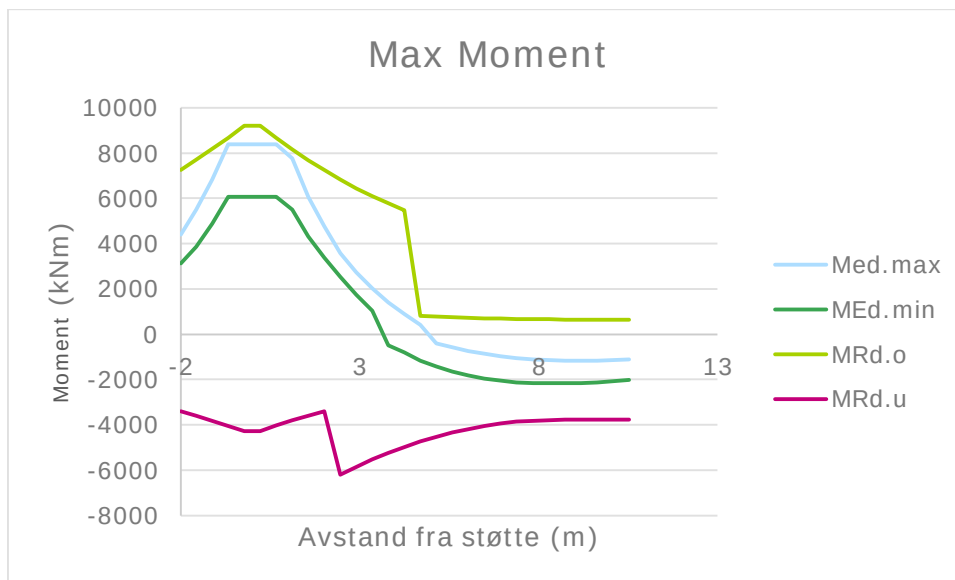
Merk: for partielle faktorer, se 2.3.

5.4 KAPASITETSBEREGNINGER

Kapasiteten til hver seksjon som vurderes, i moment og skjær, er beregnet i henhold til [5] og arkivinformatjonen (Bilag A).

5.4.1 Momentkapasitet til dekket i lengderetningen

I grafen nedenfor sammenlignes den negative og positive momentkapasiteten i lengderetningen til en (4m bred) dekkseksjon med seksjonsminimum og maksimalt bøyemoment for samme bredde



Figur 5-1– Graf som viser momentkapasiteten og påført belastning av dekkseksjonen langs spennet

Basert på analyseresultatene og kapasitetsberegningene ble følgende maksimale utnyttelsesfaktor beregnet :

$$\mu_M = \frac{M_{ED.l,max}}{M_{RD.l}} = 97\%$$

Derfor anses dekket å ha tilstrekkelig kapasitet i lengderetningen for de påførte belastningene til den nye veggeometrien.

Merknad:

1. Kantbjelken er kontrollert mot de påførte belastningene, og det ble funnet å være overbelastet på bestemte steder. Disse lokale toppene anses ikke som feil siden dekket ved siden av ikke er fullt utnyttet og lastene kan omfordes. Derfor anses kantbjelken som tilstrekkelig til å påta seg de påførte belastningene. For mer informasjon, se Bilag E.
2. for detaljerte beregninger av kapasitetene, se Bilag E.

5.4.2 Momentkapasitet til dekket i tverrretning

De største momentene ble funnet over SE-støtten, ved rutenett F. Basert på analyseresultatene og kapasitetsberegningene ble følgende maksimale utnyttelsesfaktor beregnet.

$$\mu_{Mt} = \frac{M_{ED.t}}{M_{RD.t}} = 68\%$$

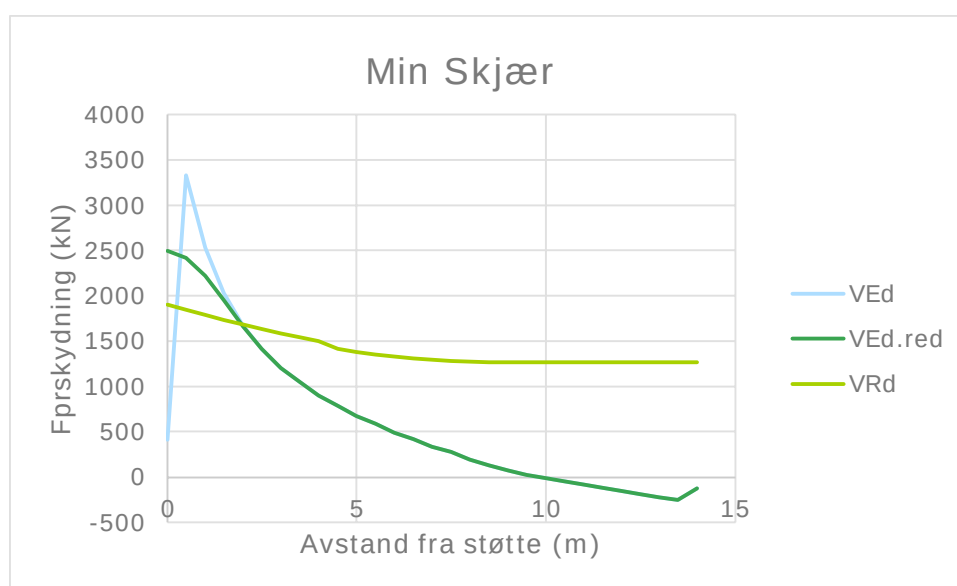
Derfor anses dekket å ha tilstrekkelig kapasitet i tverrretning for de påførte belastningene til den nye veggeometrien.

Merknad: for detaljerte beregninger av kapasitetene, se Bilag E

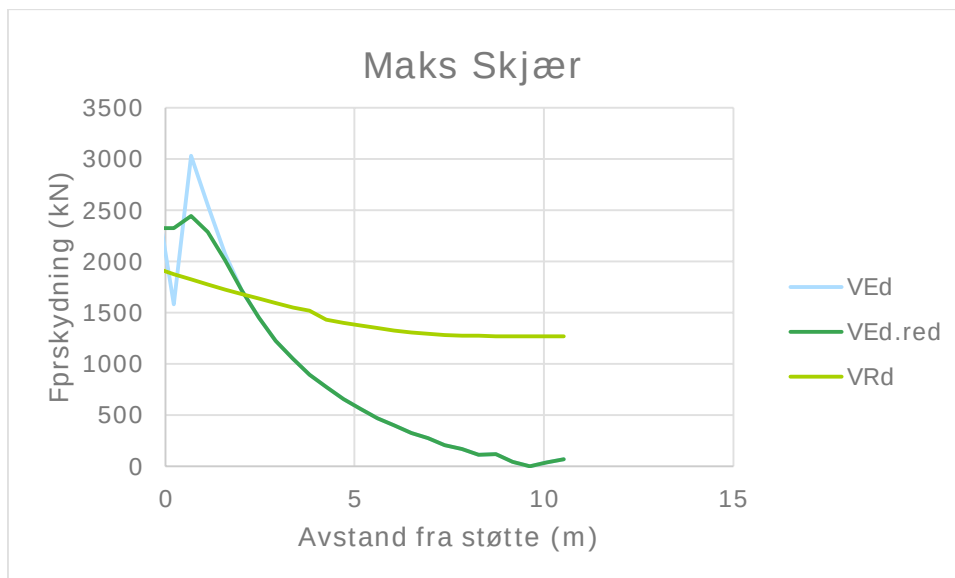
5.4.3 Skjærkapasitet til dekket i lengderetningen

Dekkets skjærkapasitet kontrolleres i henhold til Eurokode 2 [5] og er vist å være overutnyttet og er derfor utilstrekkelig til å ta på seg belastningene fra den nye veggeometrien. Figur 5-2 & Figur 5-3 Viser sammenligningen av maksimal og minimum skjærkraft i brudekket (VEd) for ved bredde lik 4 xd (4 ganger brudekkets effektive høyde), redusert skjærkraft på grunn av bueaksjoner (VEd.red) og den beregnede skjærkapasiteten (VRd).

Merk: Skjærkapasiteten er sjekket i henhold til NS 3473 6. utgave, som kan brukes for eksisterende broer som er designet i henhold til NS 3473, i henhold til Håndbok V413 avsnitt 2.1.3, men er lavere enn den som er beregnet i henhold til fib Modellkode 2010 og er derfor ikke inkludert i rapporten.



Figur 5-2- Graf som viser minimum skjærkapasitet og påført belastning av dekkseksjonen (3,63 m bred) langs spennet



Figur 5-3– Graf som viser skjærkapasiteten og påført belastning av dekkseksjonen (3,63 m bred) langs spennet

Fra grafene over er brodekket vist overutnyttet i henhold til Eurocode 2 [5]-metoden med omtrent 66 %. Derfor er den mer avanserte og nøyaktige tilnærmingen, med tanke på bidraget fra tilslagsstørrelsen, bøyemomenter ect. i henhold til *fib* Modellkode 2010 [9], brukes for å beregne kapasiteten til de kritiske seksjonene. I tillegg ble skjærkapasiteten også beregnet ved å vurdere krumningen til det kritiske skjærrisset for skjærbrudd.

Basert på ovenstående beregnes maksimal utnyttelsesfaktor som følger:

$$\mu_{VL.G1} = \frac{V_{ED.L.G1}}{V_{RD.L}} = 110\% \text{ nær F1 – støtte}$$

$$\mu_{VL} = \frac{V_{ED.L}}{V_{RD.L}} \leq 101\% \text{ nær resten av støttene}$$

Derfor anses dekket som:

- utilstrekkelig på ett enkelt sted nær F1 mellomstøtte
- og Skråningskapasiteten er tilstrekkelig nær resten av mellomstøttene. Overutnyttelsen på 1% anses som akseptabel siden de resterende søylene er modellert som bjelkeelementer og vi har lastkonsentrasjon på noder, noe som er konservativt

Forsterkning må utføres – se avsnitt 0.

Merknad: for detaljerte beregninger av kapasitetene, se Bilag E.

5.4.4 Skjærkapasitet til dekket i tverretning

Den maksimale påførte skjæringen, i tverretningen, som ble resultatet av analysen, ble notert på rutenettet F, over henholdsvis SE-støttene. Basert på kapasitetsberegningene etter Eurocode 2 [5] ble strekningen funnet å være overutnyttet med 16 %. Derfor brukes den samme avanserte tilnærmingen som brukes i lengderetningen, *fib* Modellkode [9], for å beregne kapasiteten til strekningen.

Basert på ovenstående beregnes maksimal utnyttelsesfaktor som følger:

$$\mu_{Vt} = \frac{V_{ED.t}}{V_{RD.t}} = 82\%$$

Derfor anses dekket å ha tilstrekkelig kapasitet for skjærkraft i tverretningen for de påførte belastningene til den nye veggeometrien.

Merk: for detaljerte beregninger av kapasitetene, se Bilag E .

5.4.5 Gjennomlokking rundt søyler

Basert på kreftene i søylene fra FE-modellen og den beregnede gjennomlokkingskapasiteten til brudekket ble følgende maksimale utnyttelsesfaktor beregnet.

$$\mu_{g.G1} = \frac{\tau_{ED.g.G1}}{\tau_{RD.g}} = 108.6\% \text{ omkring } F1 - \text{støtte}$$

$$\mu_g = \frac{\tau_{ED.g}}{\tau_{RD.g}} = 99.7\% \text{ omkring resten av støttene}$$

Derfor ble dekket funnet å ha utilstrekkelig kapasitet for gjennomlokking ved mellomstøttene på lokasjon F1. Resten av søylene ble kontrollert mot påførte laster med en maksimal utnyttelse på 99,7 % og anses som akseptabel . Derfor anses dekket som utilstrekkelig for de påførte belastningene fra den nye veggeometrien.

Merknad: for detaljerte beregninger av kapasitetene, se Bilag E.

5.4.6 Søylekapasitet

Til slutt ble kapasiteten til søylene kontrollert under påførte belastninger. Maks utnyttelsesfaktorer for det anvendte momentet er presentert nedenfor.

$$\mu_{M.z} = \frac{M_{ED.z.max}}{M_{RD.z}} = 20.2\% \text{ for øyeblikket i de svake aksene}$$

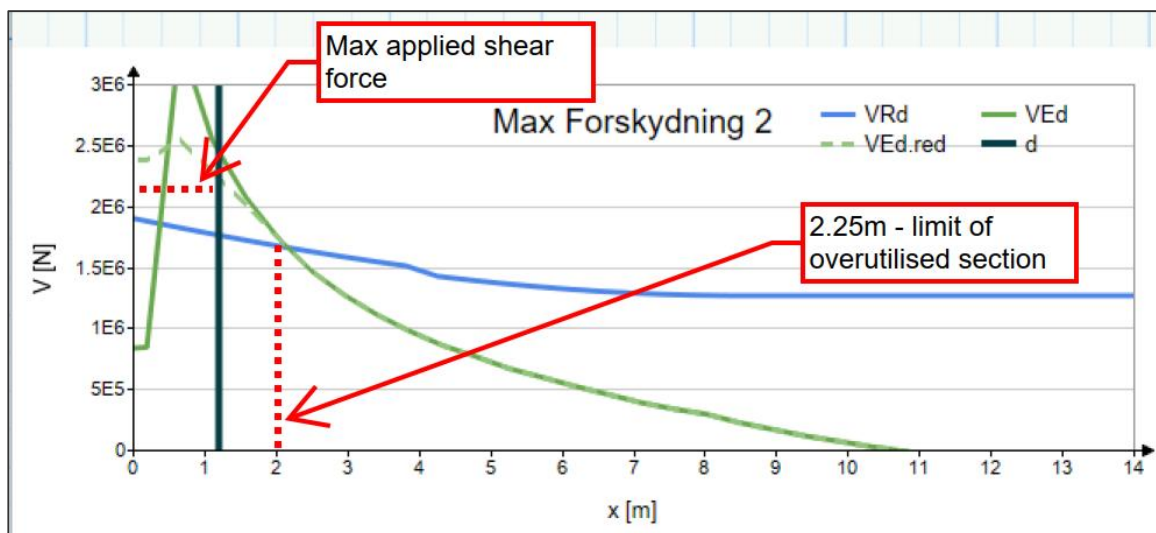
$$\mu_{M.y} = \frac{M_{ED.y.max}}{M_{RD.y}} = 30.9\% \text{ for øyeblikket i de sterke aksene}$$

Derfor anses søylen som tilstrekkelig for de påførte belastningene til den nye linjeføringen.

Merk: for detaljerte beregninger av kapasitetene, se Bilag E.

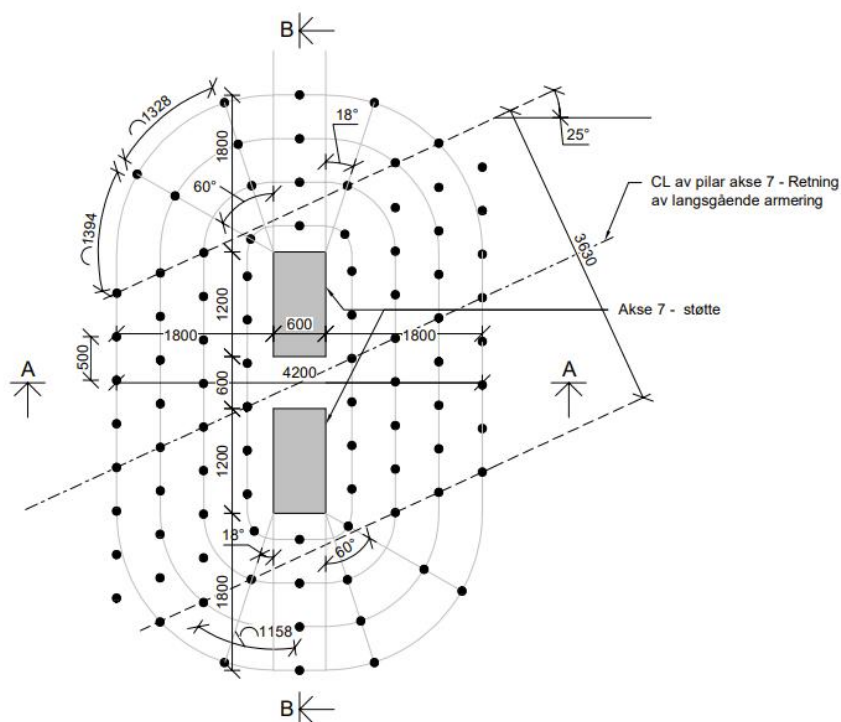
6. DIMENSJONERING AV FORSTERKNING

På grunn av en overutnyttelse av skjær- og gjennomlokkingskapasiteten ved mellomstøtten F1 (se Figur 6-1 nedenfor) prosjekteres en forsterkning av dette området av bruplata som oppsummeres i dette avsnittet. For flere detaljer, se vedlegg H. For seksjonsnavngivning, se Figur 2-1.

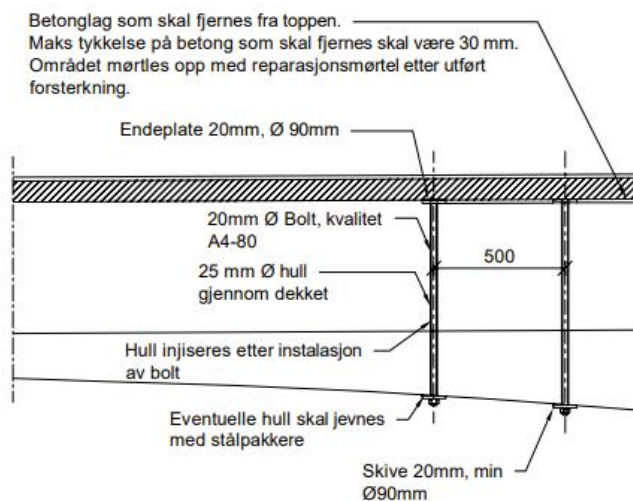


Figur 6-1 - Skjærkapasitet VS Påført skjærdiagram som viser overutnyttelse av strekningen

Følgende forsterkningsløsning, med vertikalmonterte M20-bolter, gjennom dekket, som fungerer som skjærarmering, foreslås:



Figur 6-2 - Plan som viser boltarrangementet rundt F1 mellomstøtte (blått område – skjærforsterkning, grønt område – stansing skjærforsterkning)



Figur 6-3 – Detalj av forsterkningsløsning

6.1 GRENSETILSTANDS BETINGELSER

Brua er kun beregnet for bruddgrensetilstand (ULS) med samme lastkombinasjoner som i avsnitt 5.1.

6.2 MATERILAKVALITET FORSTERKNING

Til forsterkningen benyttes A4-80 kvalitet stålbolter. Flyttestyrke og bruddfasthet er som følger:

$$f_{yb} = 600 \text{ MPa} \text{ \& } f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

6.3 BEREKNINGER FOR FORSTERKNING AV OVERUTNYTTEDE OMRÅDER

6.3.1 Skjærforsterkning av dekket i lengderetning

Basert på vurdering av skjærresultatene (se Figur 5-2 og vedlegg A) er maksimalt påført skjær i en avstand lik d fra støtte F1 i lengderetningen 2236,5kN. Hvor den overutnyttede delen strekker seg ca. 2,25m fra støtten.

For bestemmelse av nødvendig skjærarmering ble avstanden i lengderetningen satt til 500 mm, begrenset av maksimal avstand til skjærarmeringen i henhold til kapittel 9.2.2 i [5]. I tverrretningene er maksimal avstand satt til 500 mm begrenset av de maksimale kravene i henhold til (NA 9.8N) i [5]. Dermed minimeres antall bolter som kreves for skjærforsterkningen.

Med denne avstanden i langsgående og tverrgående retning kreves det M20-bolter for forsterkningen bestemt ut fra nødvendig skjærkapasitet i henhold til (6.8) i [5] for en utnyttelse under 100 %.

Basert på foreslått forsterkningsløsning ble følgende maksimale kapasitetsutnyttelse beregnet:

$$\mu_{V.str.F1} = \frac{V_{ED.d.max}}{V_{RD}} = 94\%$$

6.3.2 Gjennomlokking rundt søyler

Tilsvarende er M20-bolter plassert i en radius rundt F1-mellomstøtten, og danner en begrensning for gjennomlokkingskontroll for søylene (grønt område i Figur 6-2) der økning av skjærarmering ikke er nødvendig. Ved utformingen av skjærarmering med hensyn til gjennomlokking ble antallet nødvendige bolter styrt av den maksimale sideavstanden til skjærarmeringen (1,42m). For enkelhets skyld ble de samme avstandene mellom boltenes avstand fra forsiden av søylen og videre beholdt som beskrevet i avsnitt 6.3.1

Basert på kreftene i søylene fra FE-modellen (se vedlegg A) og den beregnede gjennomlokkingskapasiteten til det forsterkede brudekket rundt F1 mellomstøtte, i samsvar med 6.52 i [5], ble følgende maksimale utnyttelse beregnet:

$$\mu_{g.str.F1} = \frac{\tau_{ED.g.F1}}{v_{RD.cs}} = 88\% \text{ rundt F1 støtte}$$

Merk: for detaljerte beregninger av kapasitetene, se Bilag H.

7. KONKLUSJON

Fra beregningene på kapasiteten til Grenseveien bru er det funnet at brudekket har tilstrekkelig kapasitet for skjær- og gjennomlokking til å ta på seg de påførte lastene over Sør-Øst-pilarpåret (gridline F). Mens resten av konstruksjonen som vurderes - dekk og mellomstøtter - har tilstrekkelig kapasitet til å ta på seg de påførte belastningene ved endring i veggeometrien.

Det foreslås en forsterkningsløsning rundt Sør-Øst pilarer (gitterlinje F), med installasjon av dybler for økning av skjærkapasiteten.

Tabell 7-1 Summering av resultater

Kapasitetssjekk	Utnyttelsesfaktor	
Bøyemoment i brudekke i lengderetningen	97 %	
Skjær i brudekke i lengderetning	110 % (nær støtte F1)	≤101 % hvile
Bøyemoment i brudekke i tverrretning	68 %	
Skjær i brudekke i lengderetning	96 %	
Stanseskjær i brudekke rundt søylene	109 % (over støtte F1)	99.7 % hvile
Bøying i søyler (svake/sterke akser)	30,9 %	

Tabel 7-2 –Oppsummering av resultater i skjær etter forsterkning

Kapasitetssjekk	Utnyttelsesfaktor
Skjær i brudekke i lengderetning	94 % (nær støtte F1)
Stanseskjær i brudekke rundt søylene etter forsterkning	88 % (over støtte F1)

8. REFERANSER

- [1] Håndbok V412 (2023-02-24)
- [2] Håndbok V413 (2023-02-24), bæreevneklassifisering av bruer
- [3] NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016
- [4] NS-EN 1991-2:2003+NA:2010
- [5] NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2024
- [6] NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015
- [7] N400 Bruprosjektering 2025
- [8] NS-EN 12390-3
- [9] *fib* Modellkode for betongkonstruksjoner 2010

Følgende foreløpige vurdering er tatt i betraktning.

- [10] Vedlegg 11 - Bæreevnevurdering Grenseveien bru

9. VEDLEGG

Til denne beregningen hører følgende bilag:

Bilag A: Arkivtegninger

Bilag B: 03-0225 GRENSVEIEN BRU - BÆREEVNEVURDERING FREMTIDIG FELTINDELING
GRENSEVEIEN BRU – COWI DESEMVER 2023

Bilag C: Testrapport av betongprøver

Bilag D: Karakteristisk betongstyrke for betongkjerne

Bilag E: Beregninger

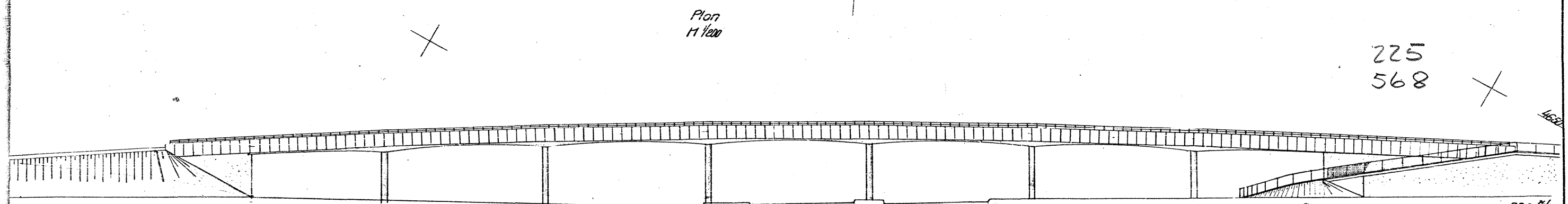
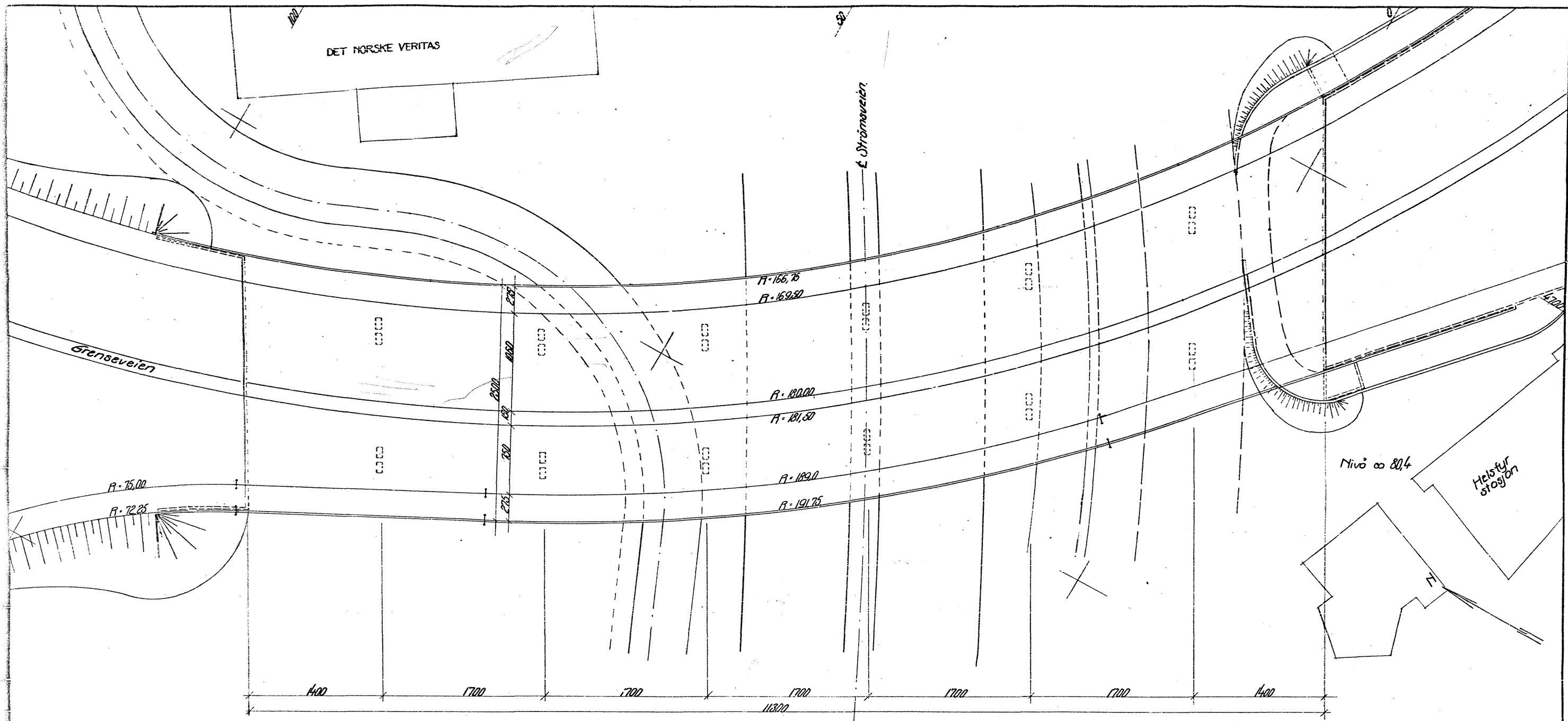
Bilag F: RAMBLA Analyseresultater

Bilag G: Ny justering – TBC

Bilag H: Styrking av Beregninger

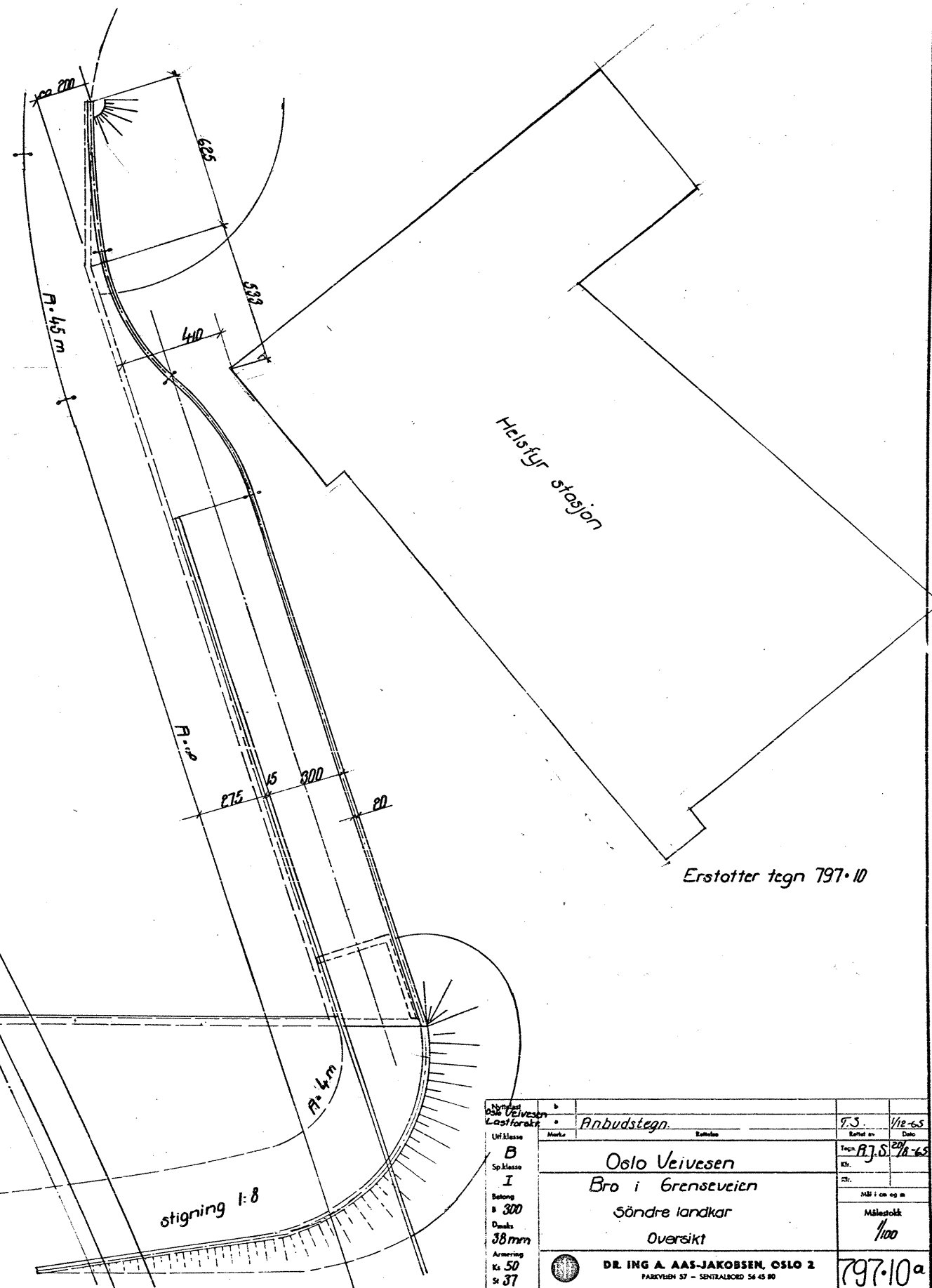
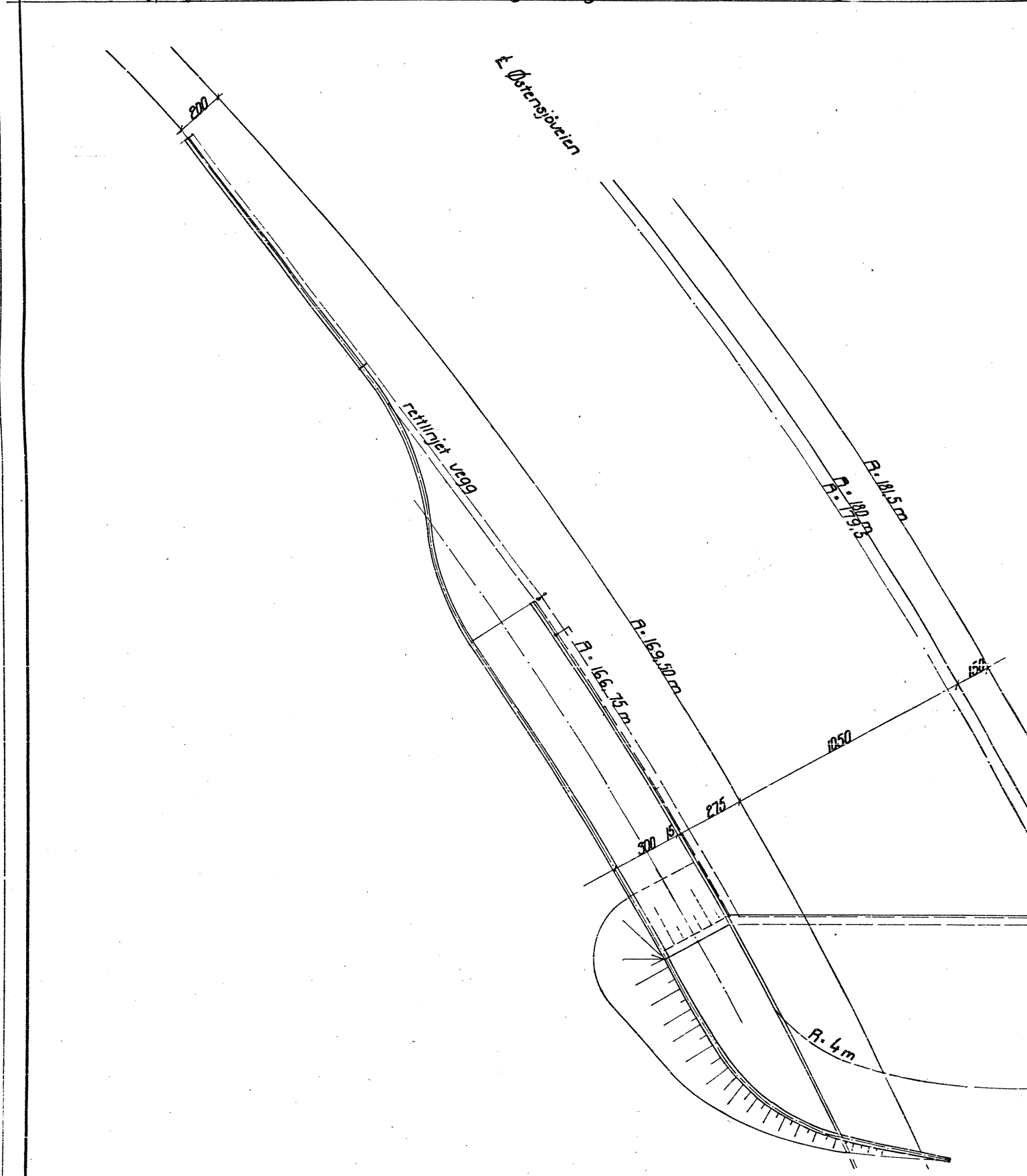
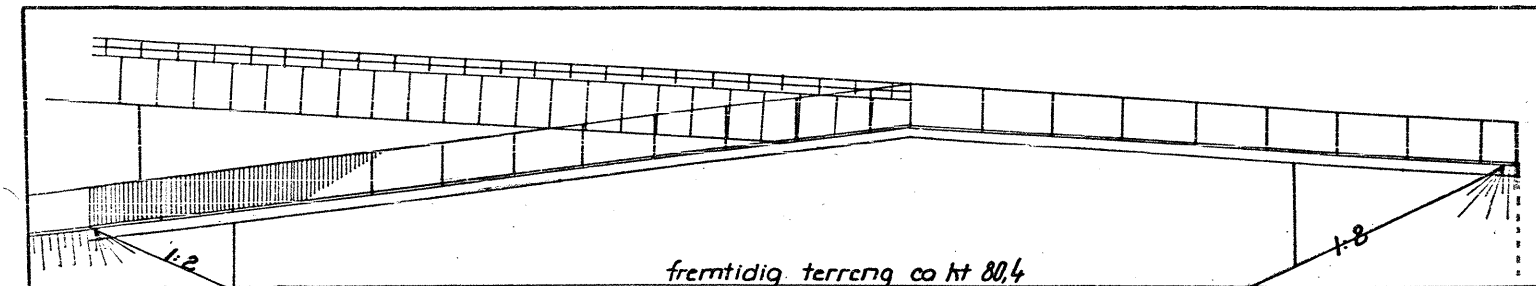
Bilag I: Forsterkning Detaljtegninger

BILAG A: ARKIVTEGNINGER



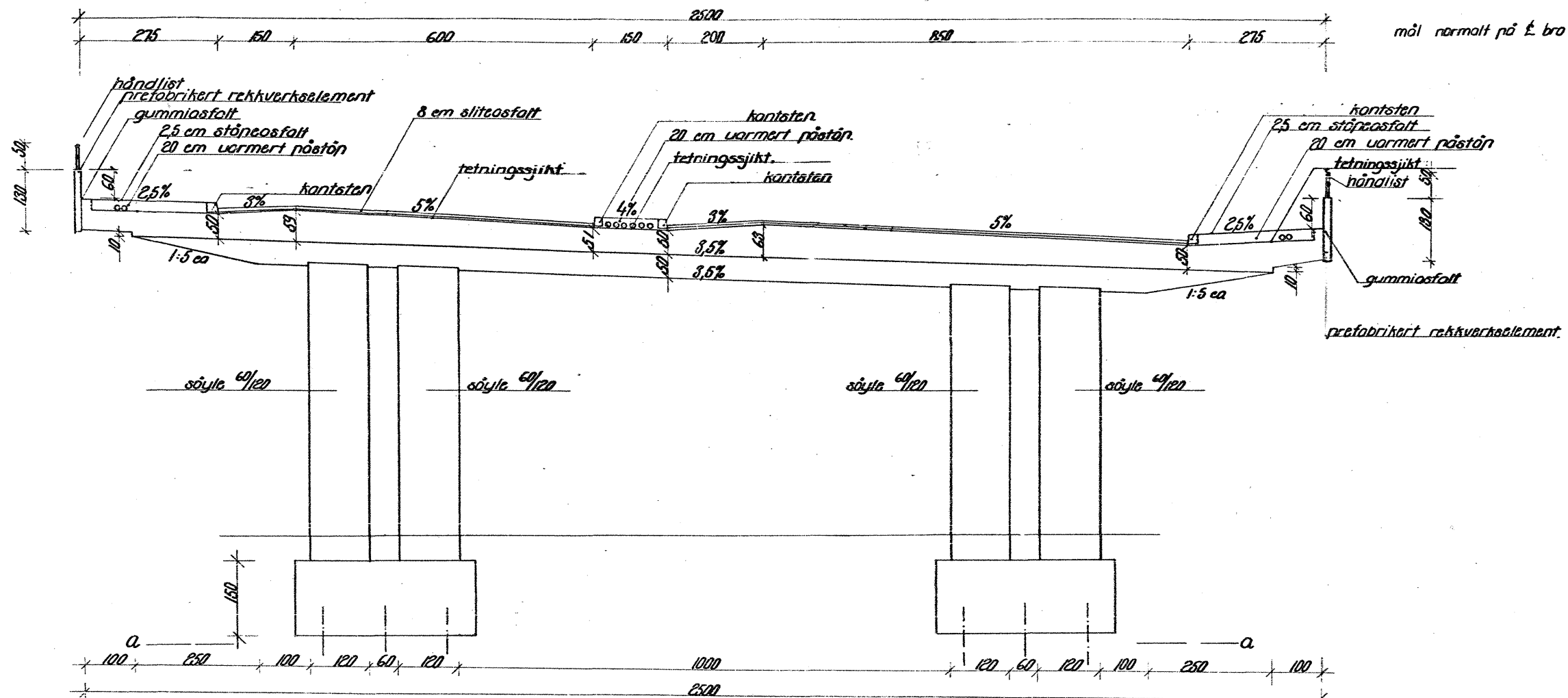
Oppriss H 1200						Oslo Veivesen		d Diverse c Diverse		H. 1.8 R. 7. S. 8/6-65	
						Nyttelast Løstforhårrer		b Vingemur nordre landkar endret		R. 7. S. 24-45	
								a Sidevegger i landkar flyttet ut		R. 7. S. 24-45	
						Uth klasse		Marka		Begravelse	
								Oslo Veivesen		Tegn. 24/12-44	
						Sp. klasse				Kv.	
										Kv.	
						Beløp B		Bro i Grenseveien		Mål i cm og m	
						Dmakt		Plan og Oppriss		Målestokk	
										1200	
						Armering		DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO		797.06	
								PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 56 45 80			

h			
g			
f			
e	Anbudstegn.	T. S.	11/12-65



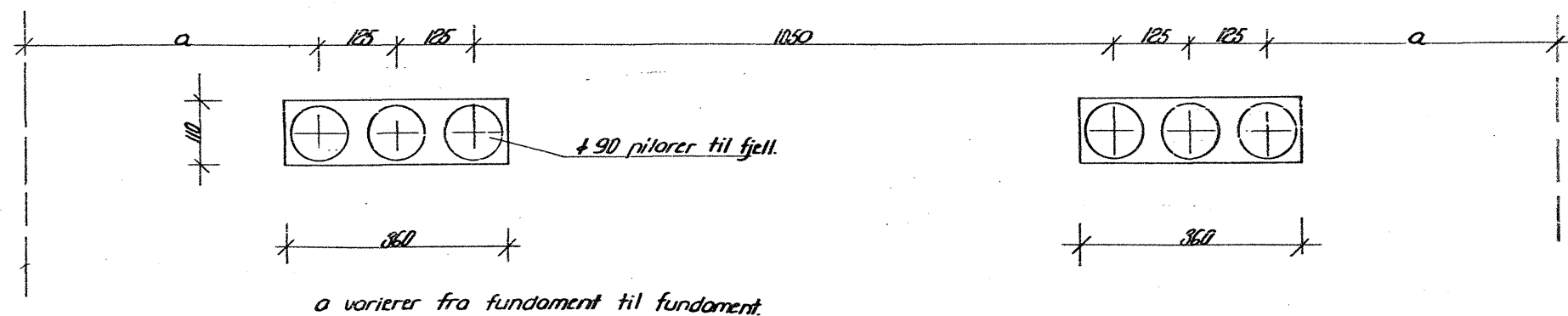
Erstatter tegn 797-10

Prosjekt Oslo Veivesen Lastforetak Urfklasse B Sp. klasse I Bakgr. 300 Dybde 38mm Armering Ks 50 St 37	Arbudsstegn	T.S.	1/10-65
	Mark	Betalt av	Tegn. A.J.S. 28/11-65
	Oslo Veivesen		Kr.
	Bro i Grenseveien		Kr.
Søndre landkar		Mål i cm og m	
Oversikt		Målestokk	
		1/100	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797-10a	
PARKVEIEN 37 - SENTRALBORD 54 45 80			



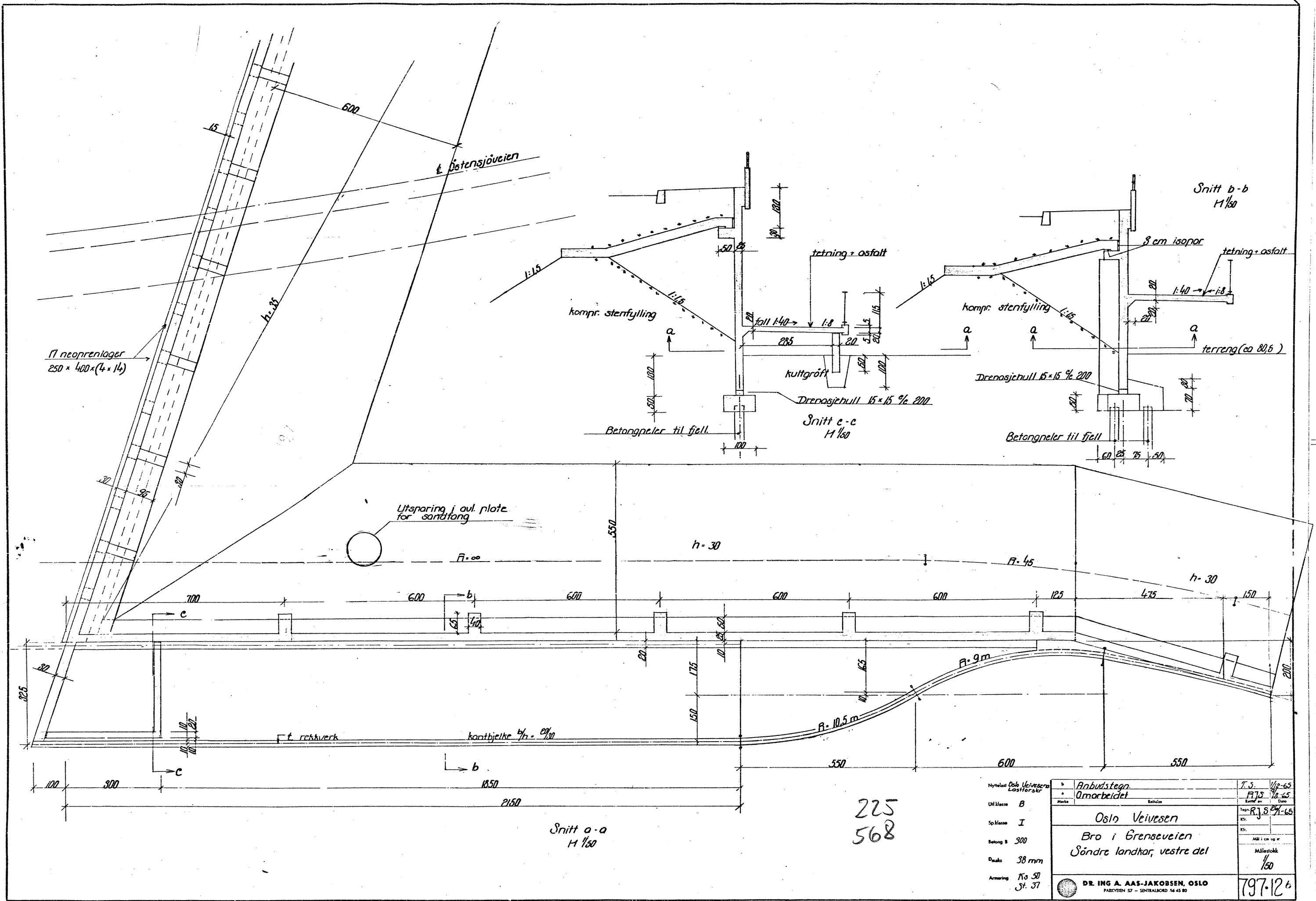
prefab. rekkverkselementer
mj håndlist
se arkitekttegning.
tetr. sjikt og asfalt,
se anbud.

Tverrsnitt oit. II
Skrå underside
ved pel 16,7

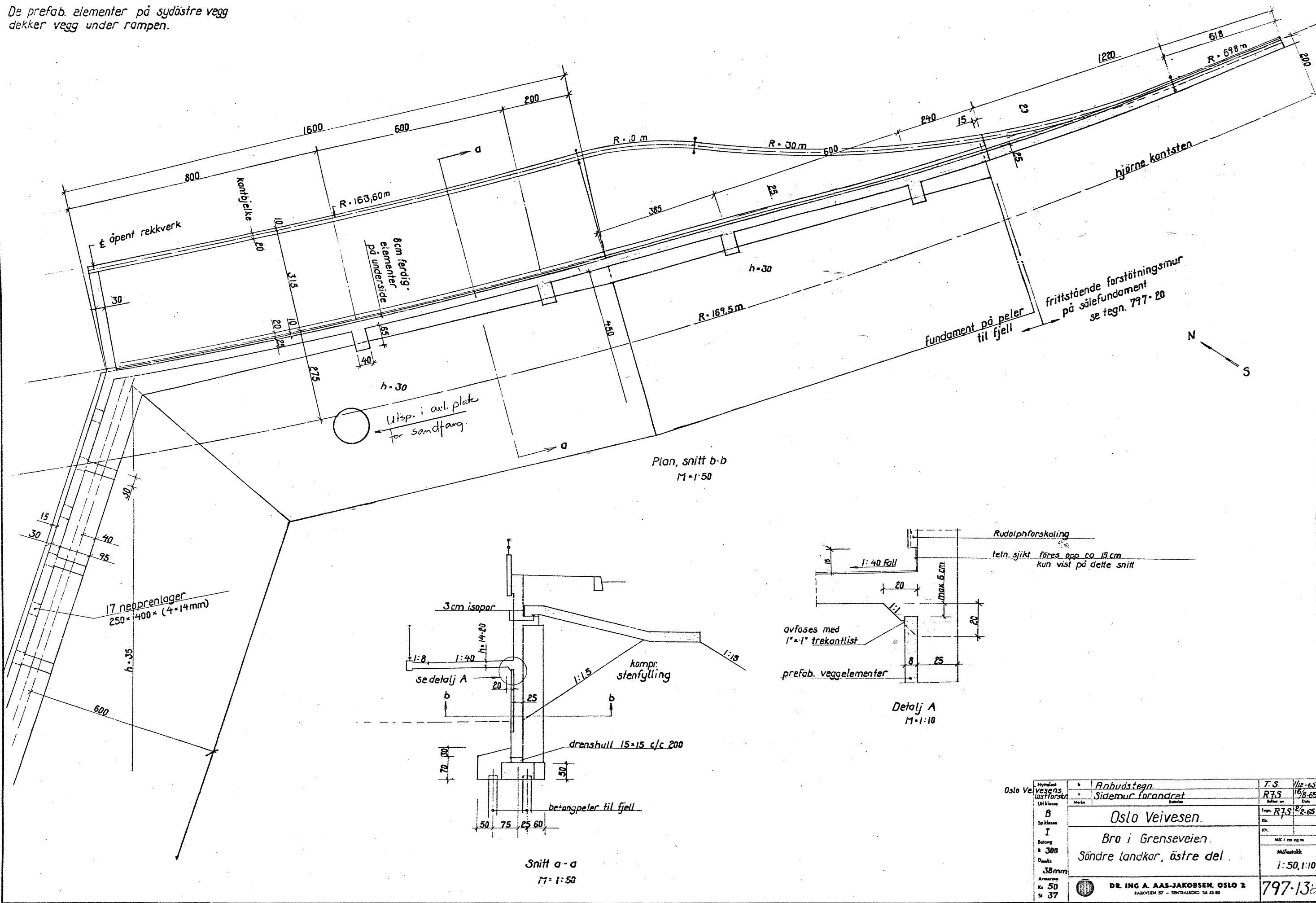


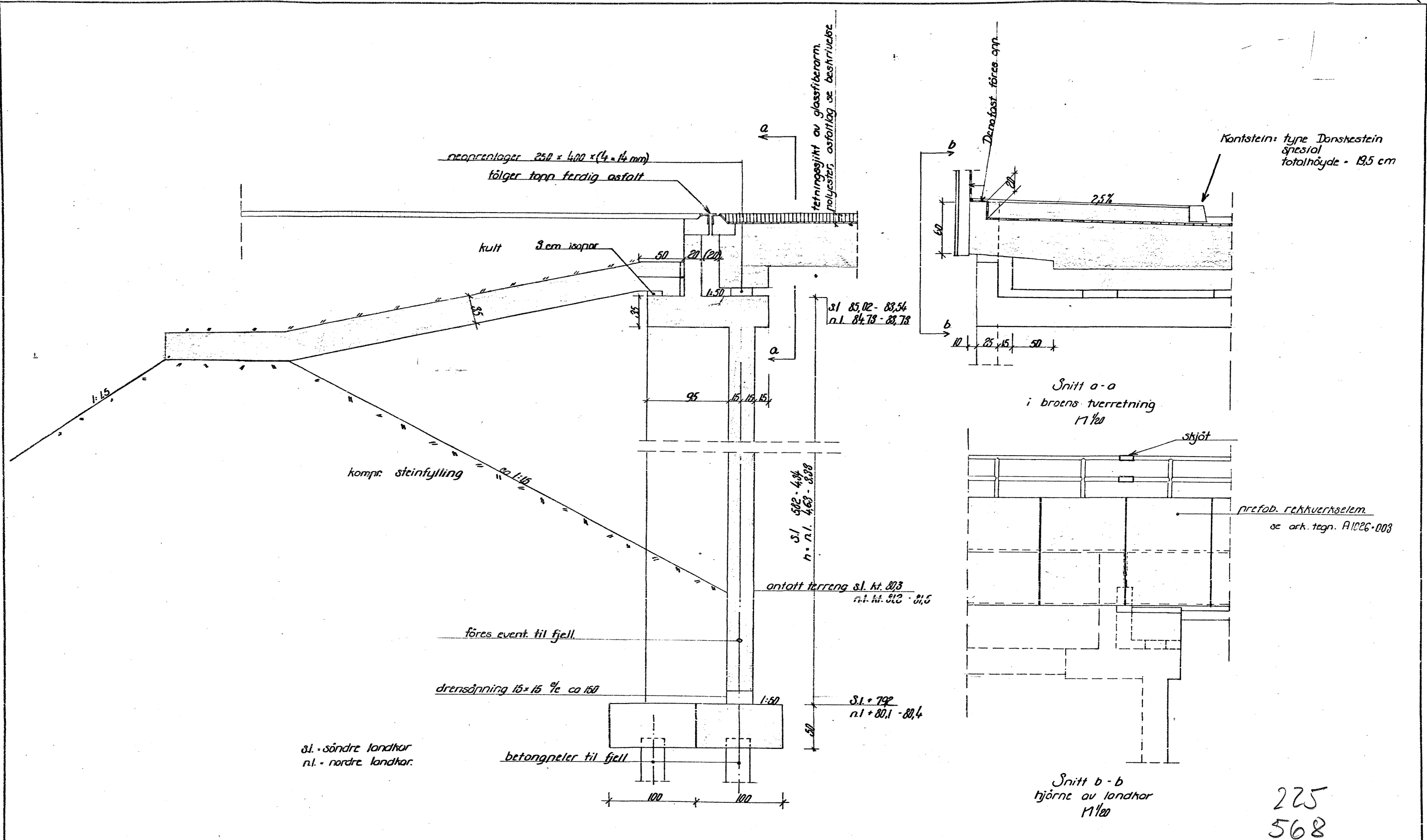
Fundament for brosøyler
Snitt a-a, M 1/50

a	Anbudstegn	T.S.	1/2-65
e	Diverse	R.J.S.	1/2-65
b	Diverse	R.J.S.	1/2-65
c	Fundament tegnet til	R.J.S.	1/2-65
Mark	Mark	Mark	Mark
Uit klasse	B	Uit klasse	B
Sp. klasse	I	Sp. klasse	I
Betong B	350	Betong B	350
Dusku		Dusku	
Armering	Ko 60	Armering	Ko 60
Oslo Veivesen		Oslo Veivesen	
Bro i Grenseveien		Bro i Grenseveien	
Tverrsnitt		Tverrsnitt	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO	
PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 54 45 80		PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 54 45 80	
797.11 d		797.11 d	



De prefab. elementer på sydøstre vegg
dekker vegg under rampen.

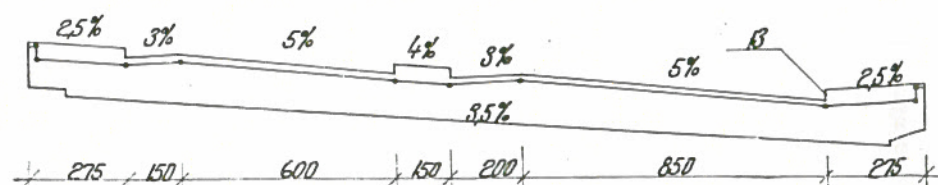




Vertikalsnitt av frontvegg
1:20

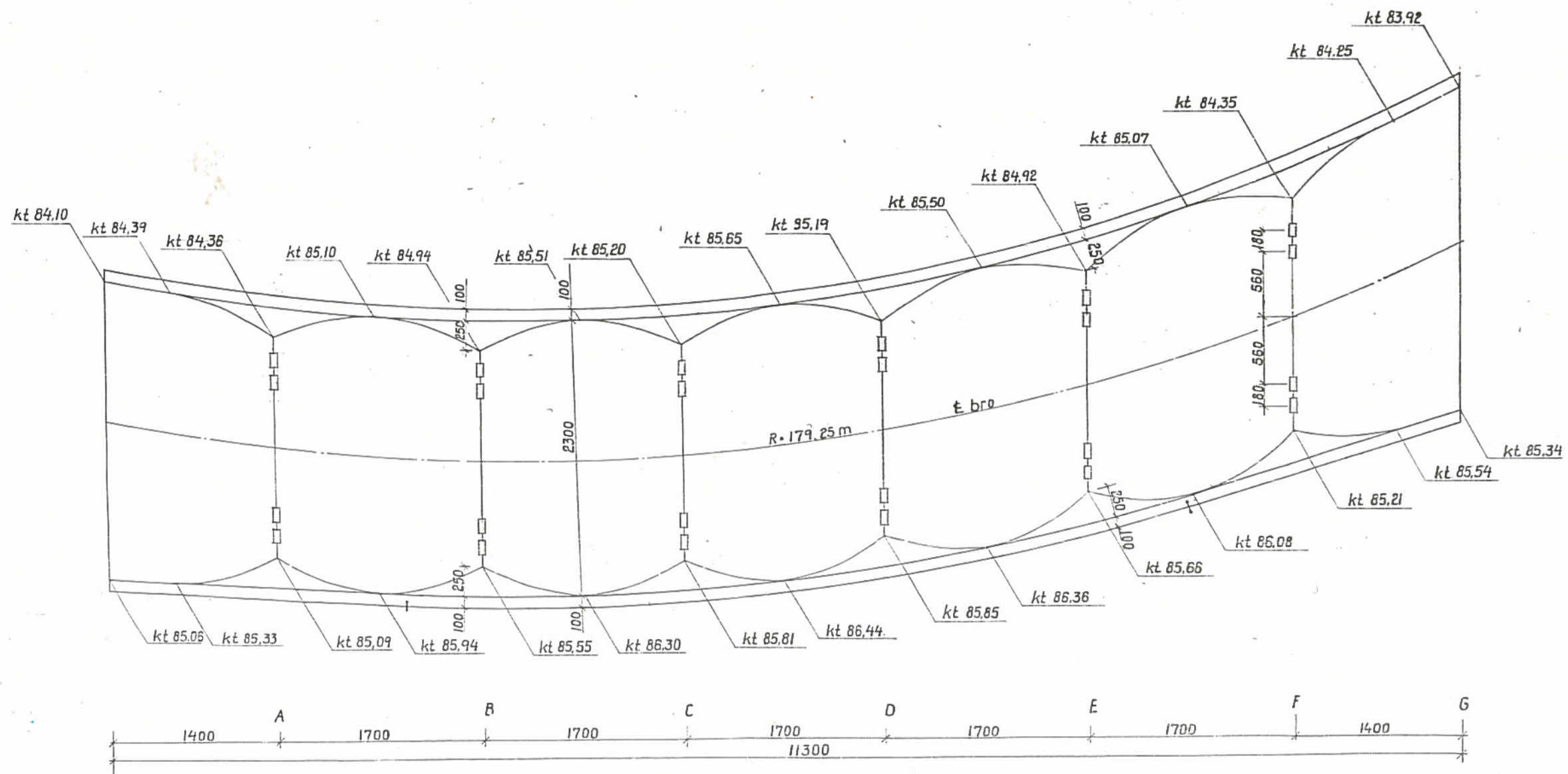
Snitt b-b
hjørne av landkar
1:20

Høyde Oslo Veivesen Løst forst. Uff. klasse B Sp. klasse I Betong B 300/350 Dm. 38 mm Armering K 50 Jt. 37	Aut. utstegn. Diverse		T.B. 1/12-65
	Oslo Veivesen Bro i Grenseveien Frontmur på landkar Vertikalsnitt		1/18-65
	DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO FABRIKSEN 57 - SENTRALBORD 56 45 80		1/20
	797.14		1/20



Snitt av broplate
normalt på E vei
i pel 16

Hymenolat	b			
Dato V.V.	a	Anbudstegn		T. S. 1/12-65
lastforh.			Sattuk	Sattuk av
Lot klasse	Marce			Dato
B		Oslo Veivesen		Trp. R. 3. S. 1/13-65
Sp klasse				Ek
I		Bro i Grenseveien		Ek
Betong		Broplate, overside		Mål 1 cm og 10
S 350				Målestokk
Dauks				1/200
Armering				
Et 50		DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797.17
St 37.		PARVEIEN 57 - SENTRALGJØD 54 45 BO		

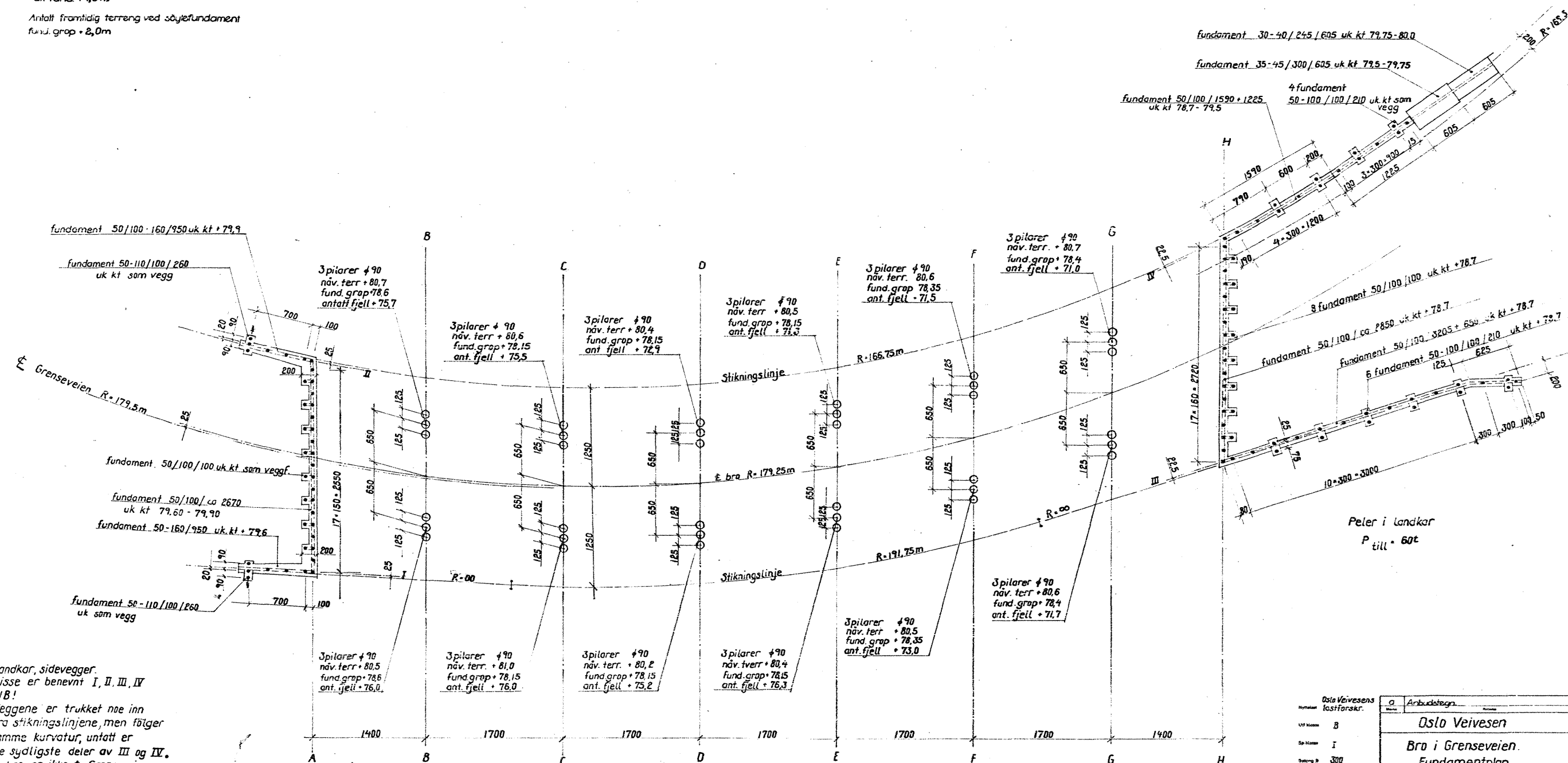


24 søyler 60 x 120

Prosjekt Oslo v.v. Løst forsk.	Anbudstegn. mål flyttet	T. S. RJS	1/2-65 7/9-65
B Sp. klasse I	Oslo Veivesen.	Tegn. RJS	1/3-65
Bakning 350 Dm. 37	Bro i Grenseveien. Broplate underside.	Mål i cm og m	Målestokk 1:200
Armert 50 37	DE ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2 PARKVEIEN 57 - SENTRALFORD 54 45 80	797-18	

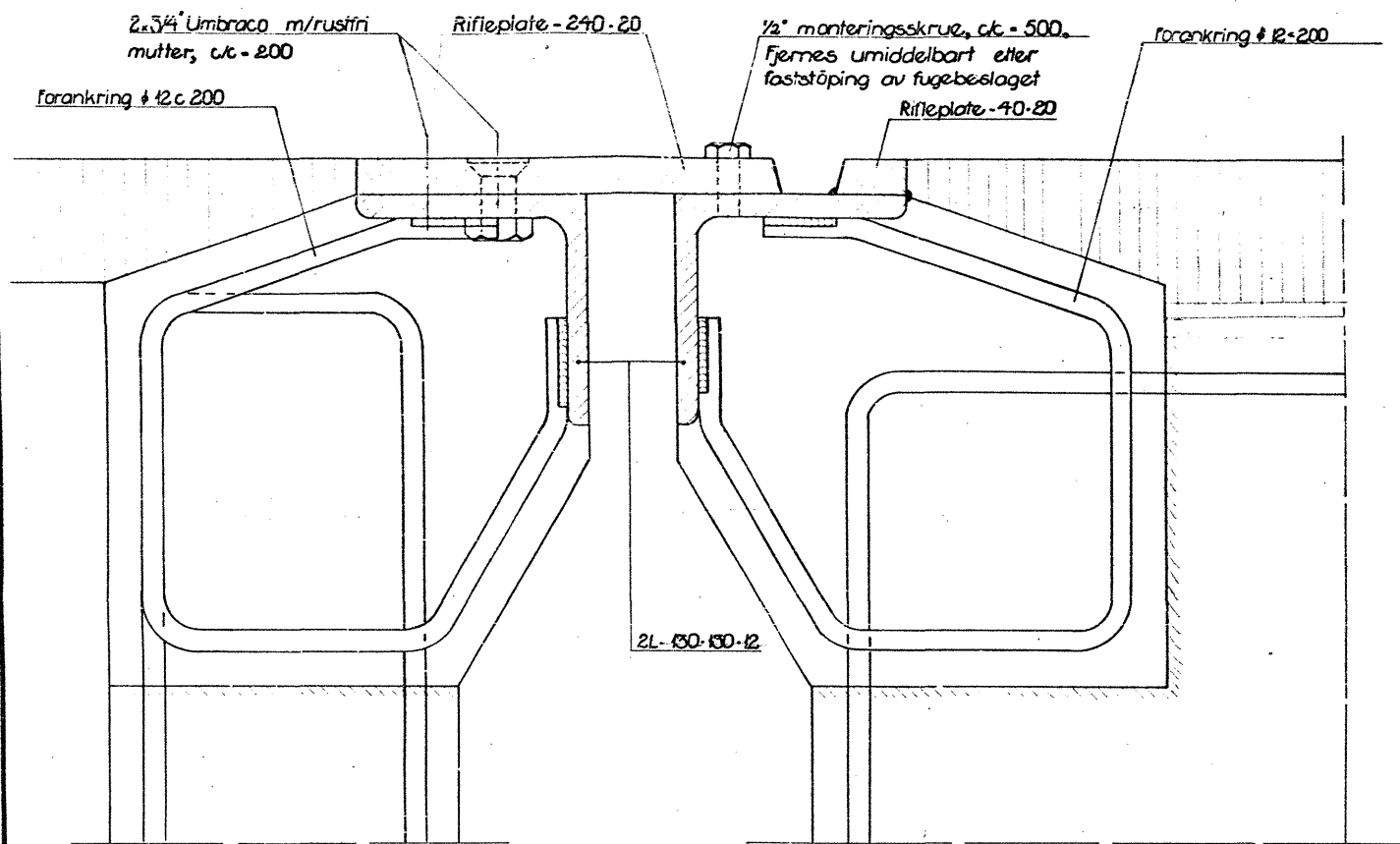
Antatt framtidig terreng ved landkarfundamentene
uk fund. + 1,5 m

Antatt framtidig terreng ved søylefundament
fund. grop + 2,0 m

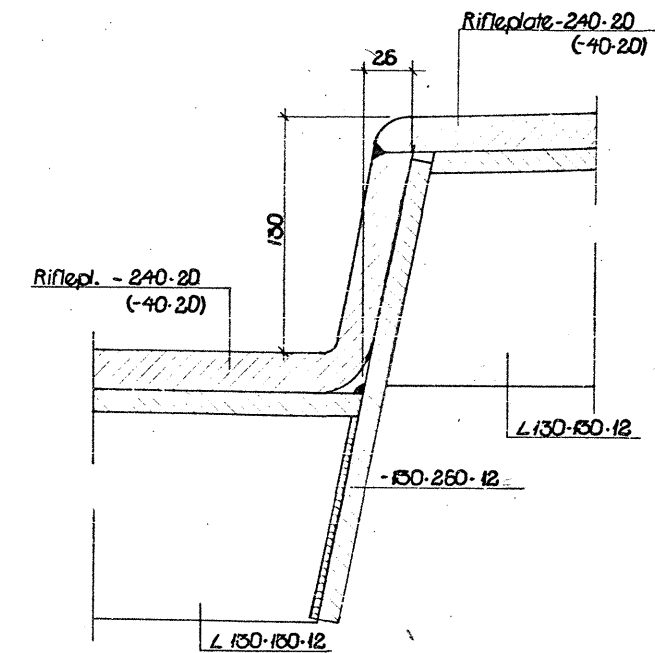


Landkar, sidevegger.
Disse er benevnt I, II, III, IV
NB!
Veggene er trukket noe inn
fra stikningslinjene, men følger
samme kurvatur, untatt er
de sydligste deler av III og IV.
E bro er ikke E Grenseveien

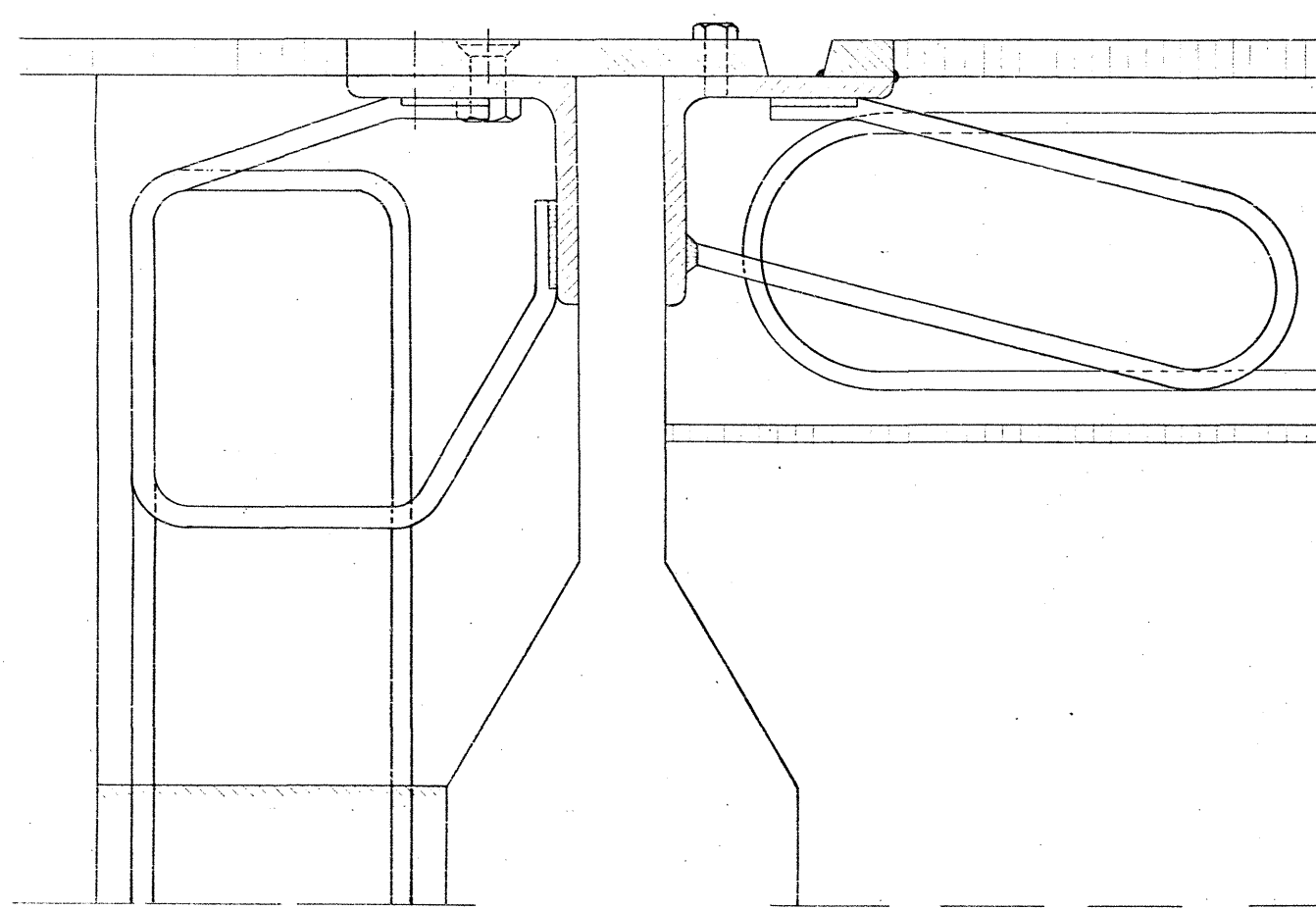
Oslo Veivesens lastforskr.		Arbudsdegn		T.S.	
Uttak	8	Oslo Veivesen		RJS 2586	
Sp. klasse	I	Bro i Grenseveien		M. D. 200	
Stavning	300	Fundamentplan		1:200	
Dato	30.11.1911	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797-21a	
Arbeid	K. 5.50 St. 87	PUBLISERT 20.12.1911			



Snitt fugebeslag i kjørebane
M 1:2



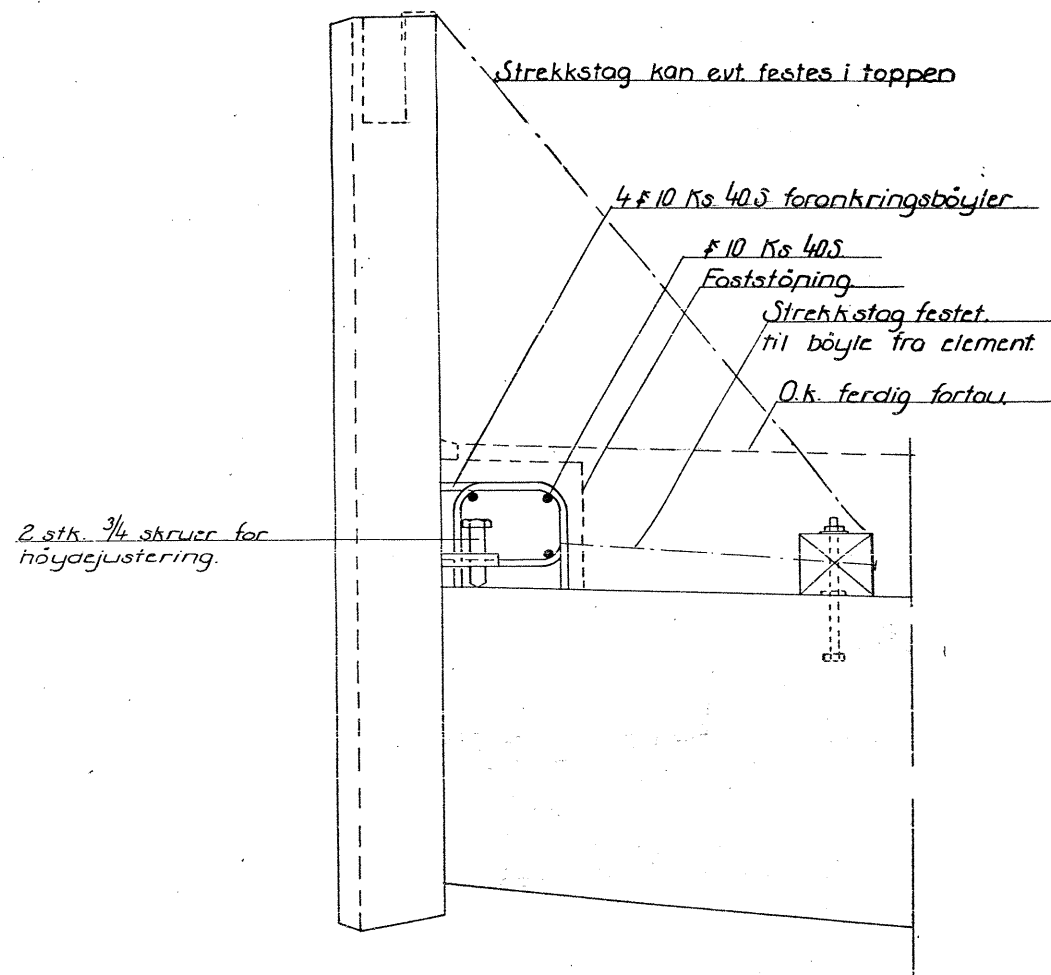
Detalj ved kantsten
M 1:2



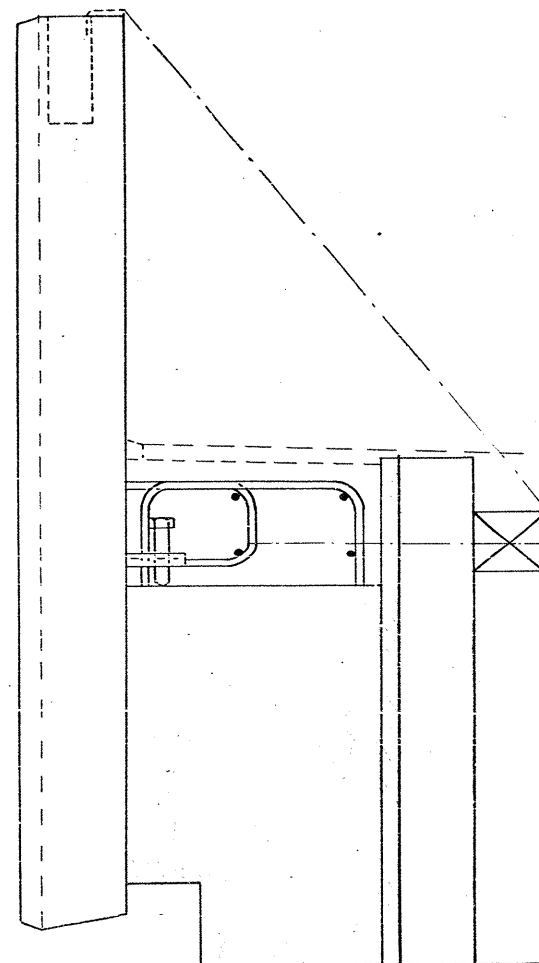
Snitt fugebeslag i fortau og midtstripe
M 1:2

225
568

Mythol	h		
Urf.klasse	B	Antudstegn.	T.S. 1/12-65
Sp.klasse	I	Oslo Veivesen	Tegn. T.S. 7/1-55
Betong	I	Bro i Grenseveien	Kr.
Duaks	I	Fugebeslag	Kr.
Armering	Ks		Mål i cm og m
St	St		Målestokk
			1:2
			DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2
			PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 56 45 80
			797-22



Montasje på bro
M 1/5



Montasje på landkar
M 1/5

Elementene løftes på plass vha mobilkran.
Strekkestagene festes, og elementene
justeres i høyde- og sideretningen.
Når alle elementene er ferdig justert
sveises 2 bøyer fra hvert element
til forankringsbøyer fra bro/landkar
direkte eller via langsgående armering.
Til slutt støpes elementene fast.

Anbudstegning.

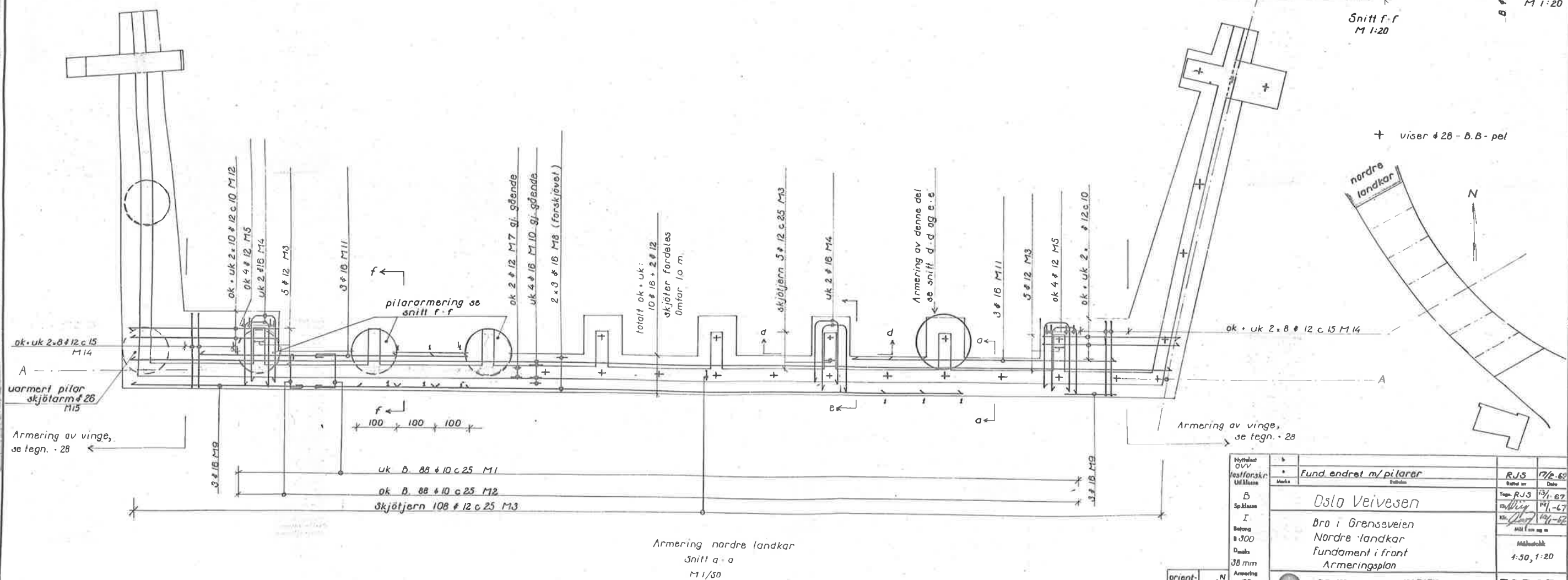
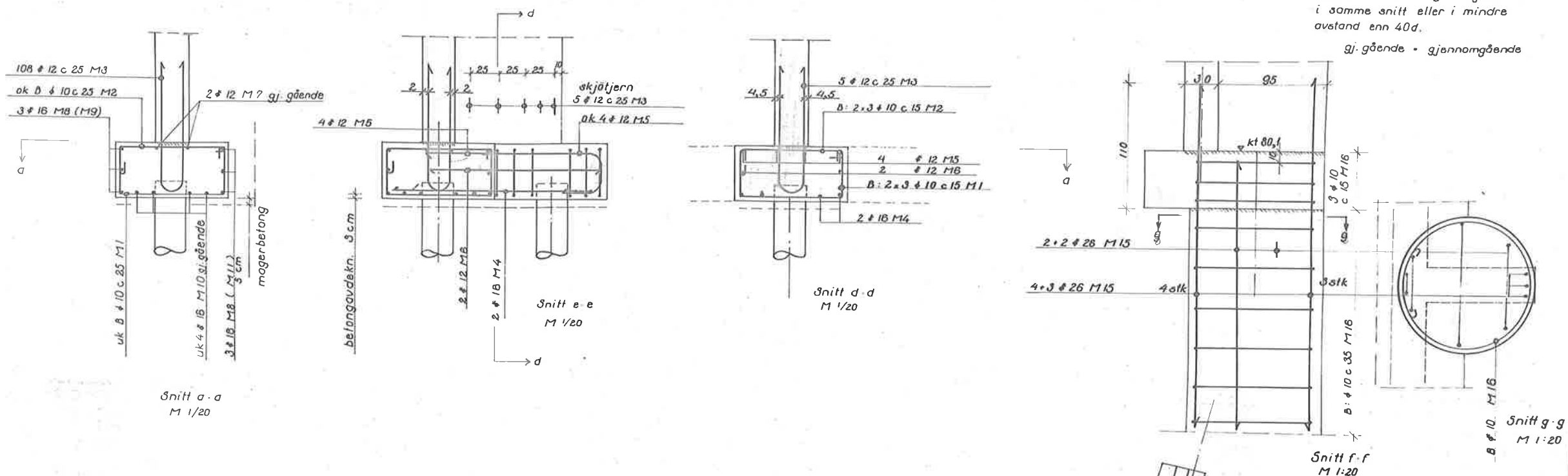
Hybelst	b			
Uniklasse	Mark	Betegn	Entet av	Dato
Sp.klasse		Oslo Veivesen	Tegn	7.5.12-65
Betegn		Bro i Grenseveien	Kr.	
Dimens		Montasje av rekkverkselementer	Mål i cm og m	
Armering			Målestokk	1/5
Ks		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797.23
St		PASSVEIEN 57 - SENTRALBORD 56 45 80		

2=3 + betyr : III III
3stk 3stk

3x2 4 betyr II II II
2stk 2stk 2stk

Med skjöter fördelas menas:
Max $\frac{1}{5}$ av armeringen skjötes
i samma snitt eller i mindre
avstånd enn 40d.

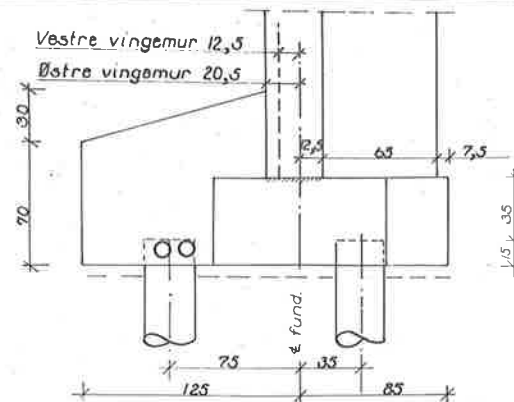
gj. gøende • gjennomgøende



+ viser 428 - B.B - per

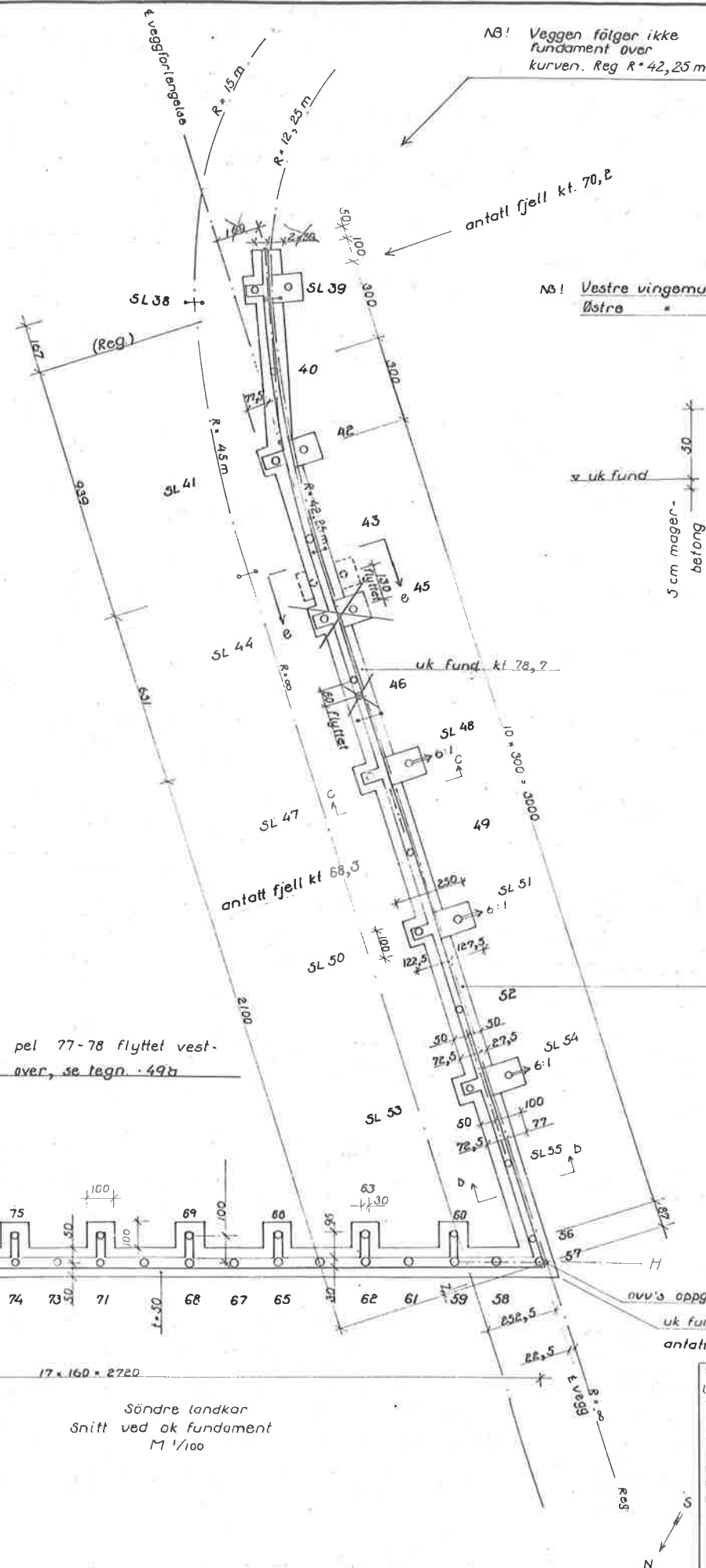
Hytelast OvV	b				
Kafførsk Uffklasse	*	Fund endret m/pilorer		RJS	797-67
B	Mark	Betalt		Betalt av	Dato
Sp.klasse		Oslo Veivesen		Tran. RJS	13/1 67
I				Kafførsk	14/1 -67
Betong		Bro i Grensveien		Kir. <i>10/1</i>	10/1 -67
B 300		Nordre 'landkar			
D.maks		Fundament i front		AM i km og m	
38 mm		Armeringsplan		Målestokk	
Armering					4:50, 1:20
Ka.30		DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2			
St 37		PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 56 43 98			
					797-270

Peler søndre landkar:
SL 38 til SL 96
totalt: 59 stk
Antatt fjell etter:
Geotekn. konsulent R-313-59 bilag 2



Schnitt e-e
M 1/20

Rundt søndre landkar
legges 2x4" drensrør
på utsiden av landkar-
vegg, med fall til kum.



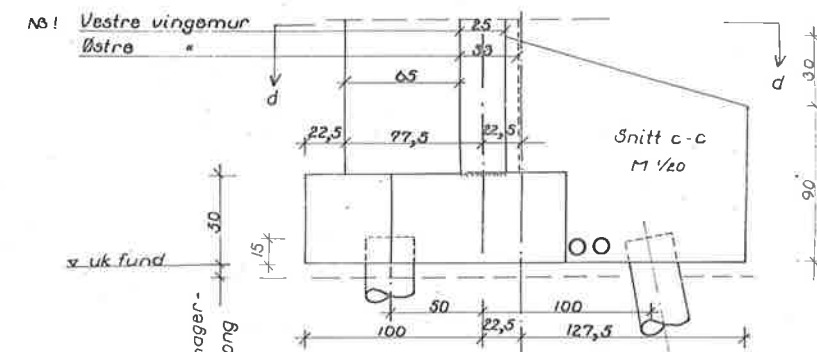
På denne tegning er $\angle$ fundament
innmølt.

5 skrøpøler: 6:1

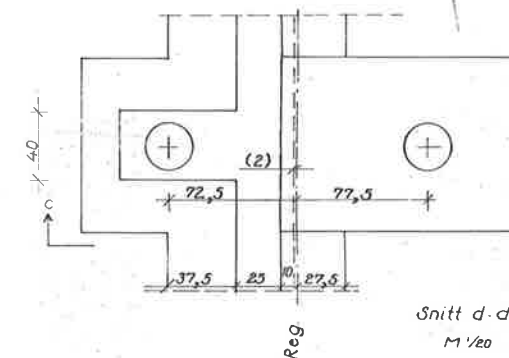
Alle kurvepunkt etter osv 113-34A

N3! Sydøstre vingemursfundament
over lengden a-a følger
ikke veggens reg. linje

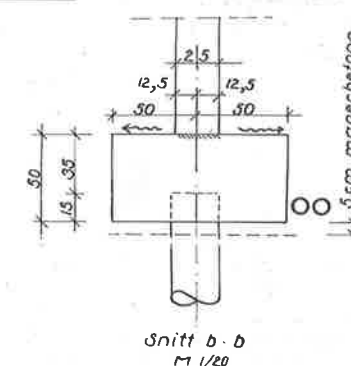
Ok alle fundament lages med vannfall min. 1:50 selv om dette ikke står på tegning.



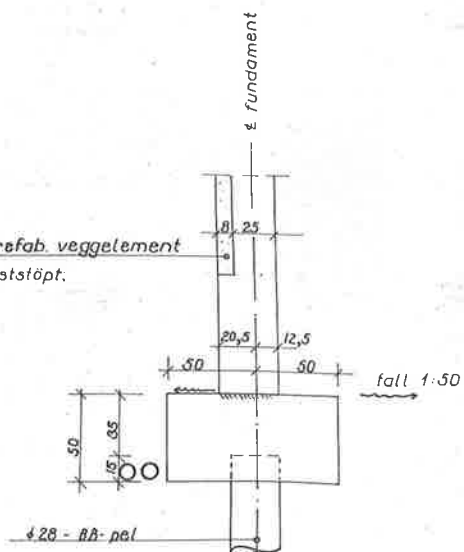
5 cm m
betw



fund tykkelse t - 50 cm
uk fundament kt 78,70
uk magerbetong kt 78,65



Prefab. vegglement
faststöpt;



Schnitt $a_1 - a_1$
M 1/20

pel 77-78 flyttet vest-
over, se tegn. 49b

for QV&K se tegning 11846a
rt ca. 79.2
ulførelse for fundament
se egen tegning.

ovv's oppgitt

uk fund. kt 78,7

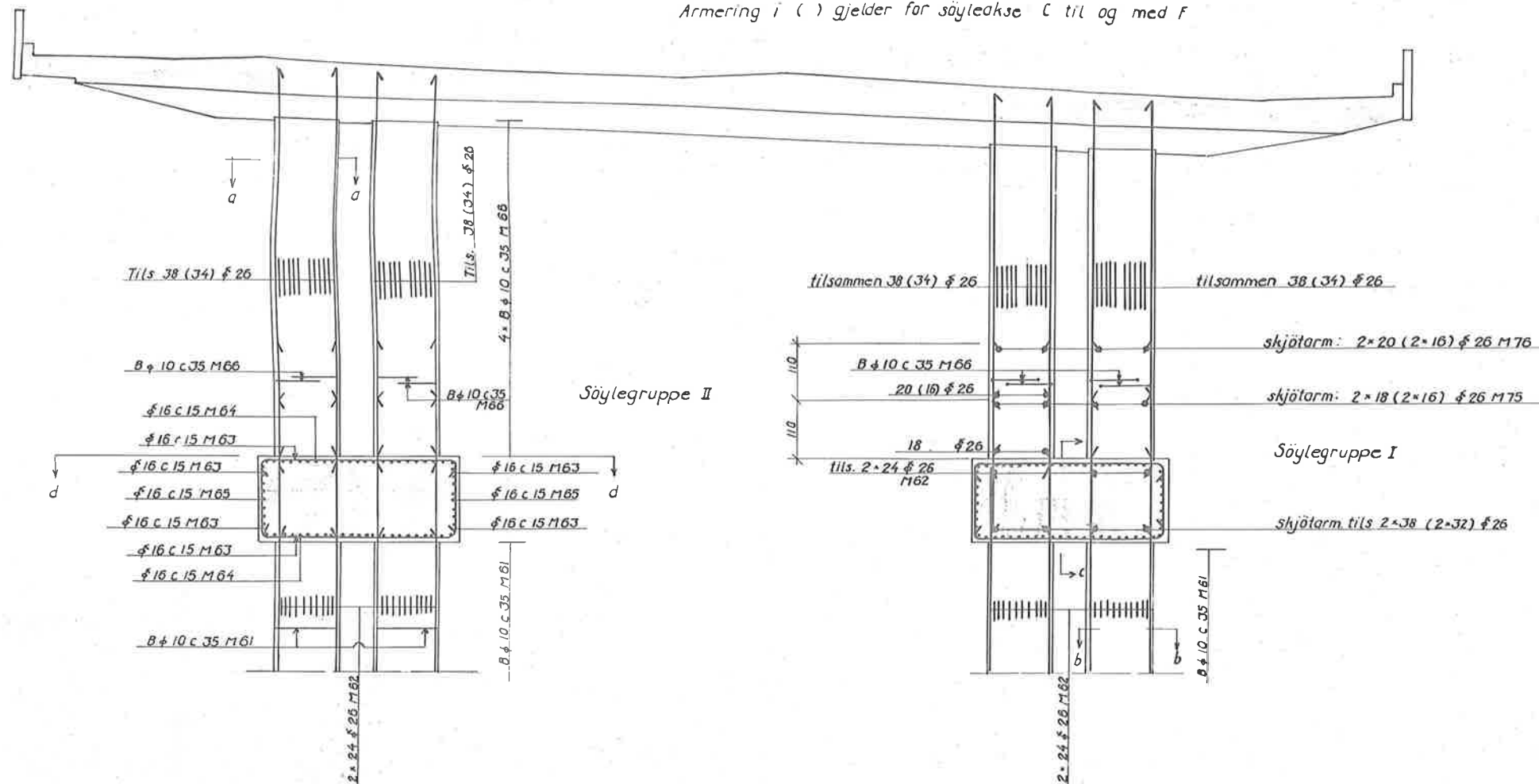
antatt fjell kt. 70,0

Söndre landkar
Snitt ved ok fundament
M 1/100

uk fund kt 78,7
antatt fjell kt 70,0

Nyttelast 800	h	Drenstør, pel 77-78	RJS	1/2
Lastforbruk	*	Pelens og antall fjell	RJS	1/2
Utl.klasse	Merke	Endelig	Endelig av	Dato
I		Osto Veivesen	Tegn. RJS	1/2
Sp.klasse			Kor.	1/2
B		Brø i Grenseveien		1/2
Betong		Søndre landkar		1/2
1300		Fundament		1/2
Dimens		Forskalingsplan		1/2
38mm				1/2
Armering				1/2
Kr 50,40s				1/2
St 37				1/2

Armering i () gjelder for søyleleaks C til og med F



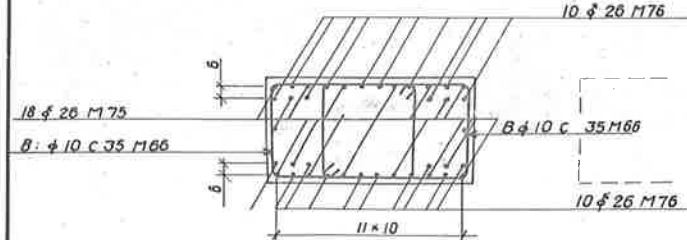
Erstatter tegning 30
Oversikt over søyle- og skjõtormering

pr. sölle				
Aksee	sölle gruppe	Skjötarm. fund. sölle §26	lengdearm- ering §26	Böylearm. §10 c 35 m66
B	I	18 M75+20 M76	18 M67+20 M77	4+13
	II	18 M75+20 M76	18 M68+20 M78	4+15
C	I	16 M75+16 M76	18 M69+16 M79	4+16
	II	"	18 M70+16 M80	4+17
D	I	"	18 M71+16 M201	4+17
	II	"	18 M72+16 M202	4+18
E	I	"	18 M71+16 M201	4+17
	II	"	18 M72+16 M202	4+18
F	I	"	18 M73+16 M203	4+16
	II	"	18 M71+16 M201	4+17
G	I	18 M75+20 M76	18 M74+20 M204	4+14
	II	18 M75+20 M76	18 M73+20 M203	4+16

Søylegruppe I innerst i kurven
 " II ytterst i "
 Alle piler og overgangsstykker
 armeres likt (untatt skjötjern)

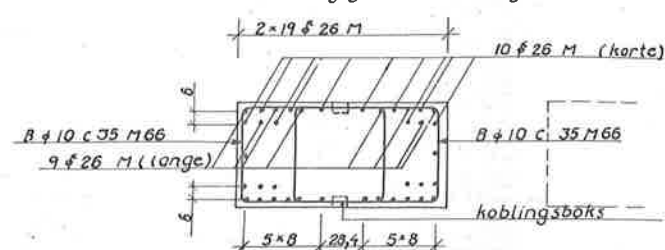
*NB! Innerste koblingsbokser i søyler
se tegning 8-9182 fra Oslo Lysverker
Koblingsbokser plasseres midt på søylens
lengdeside slik at de ikke kommer i
konflikt med lengdearmeringen*

Armering av stöjler : akse B eller G



Snitt d-d
Skjötarmering
M1:20

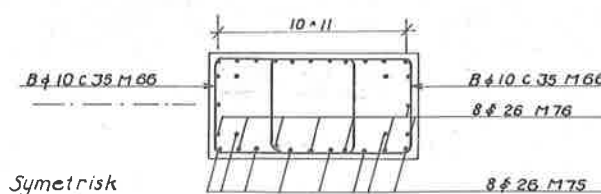
total langsgående armering



symetrisk
armering

Snitt a-a
Söylearmering
M1:20

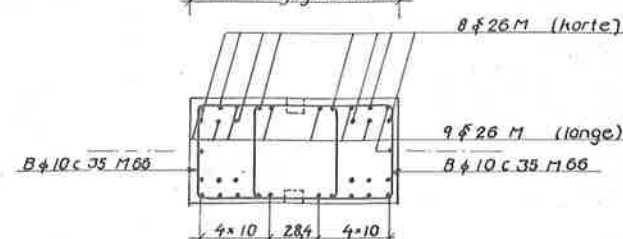
Armering av søyler og skjøtarm
søylegruppene C, D, E og F



Symetrisk
armering

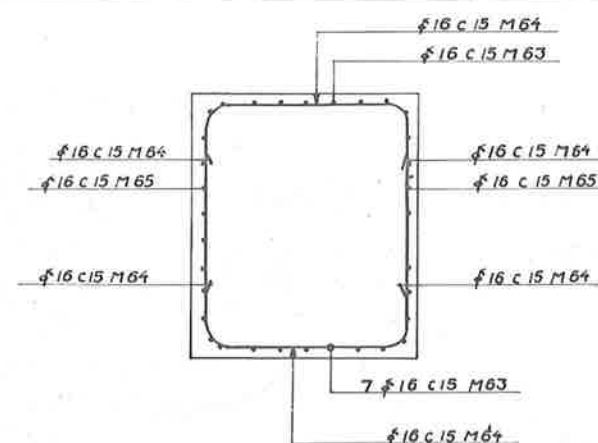
Snitt d-d
Skjöt armering
M1:20

total longside arm

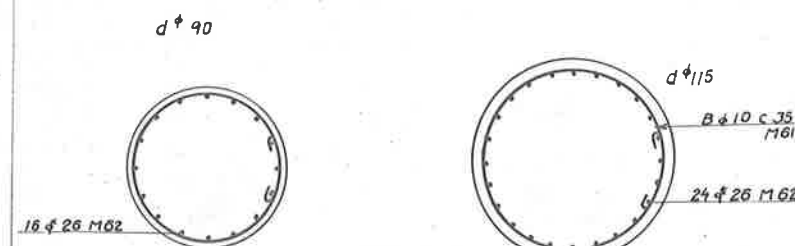


Symmetrisk
armering

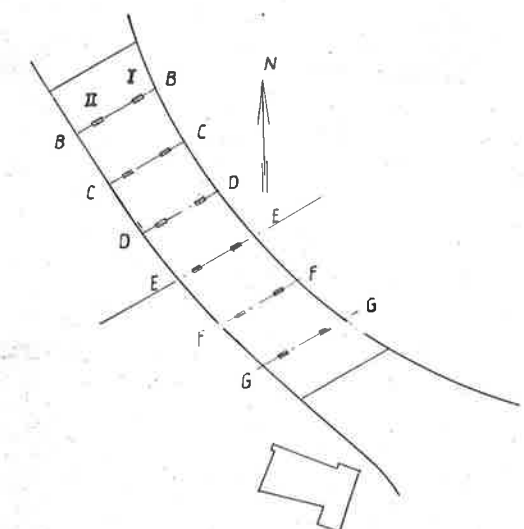
Snitt a-a
Söylearmering akse C-F
M1:20



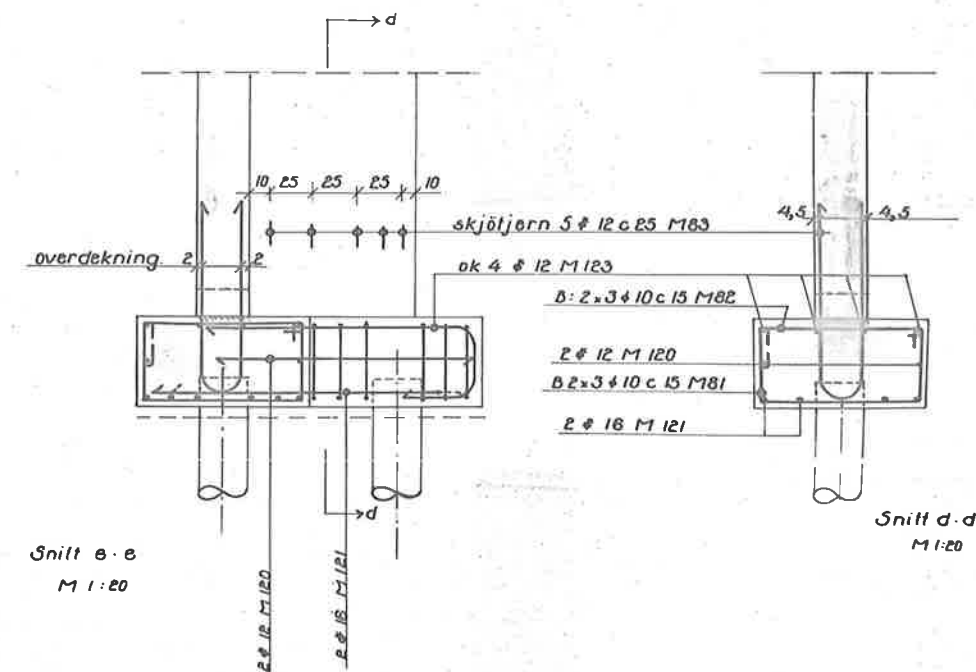
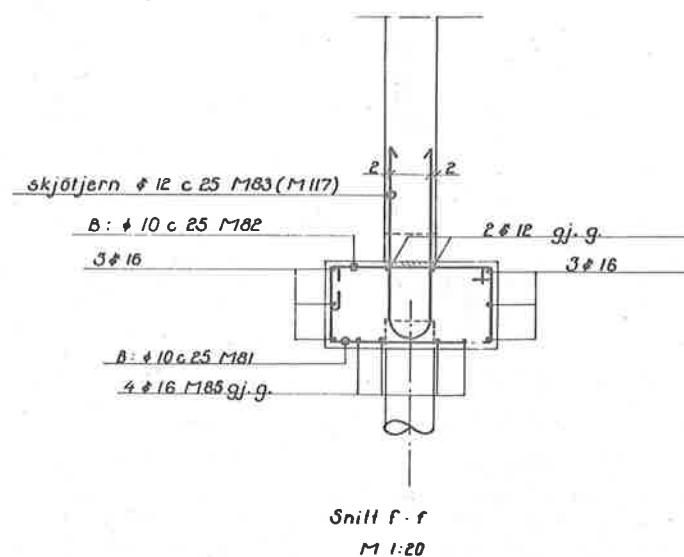
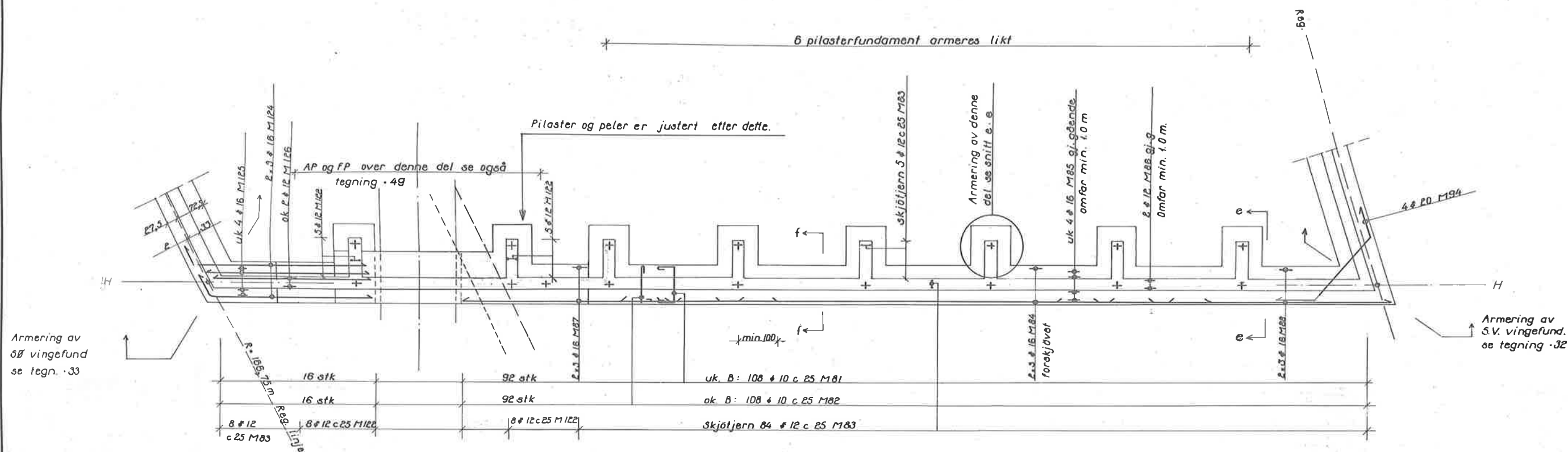
Snitt c-c
M1:20



Snitt b-b
Armering av pilarer
M1:20

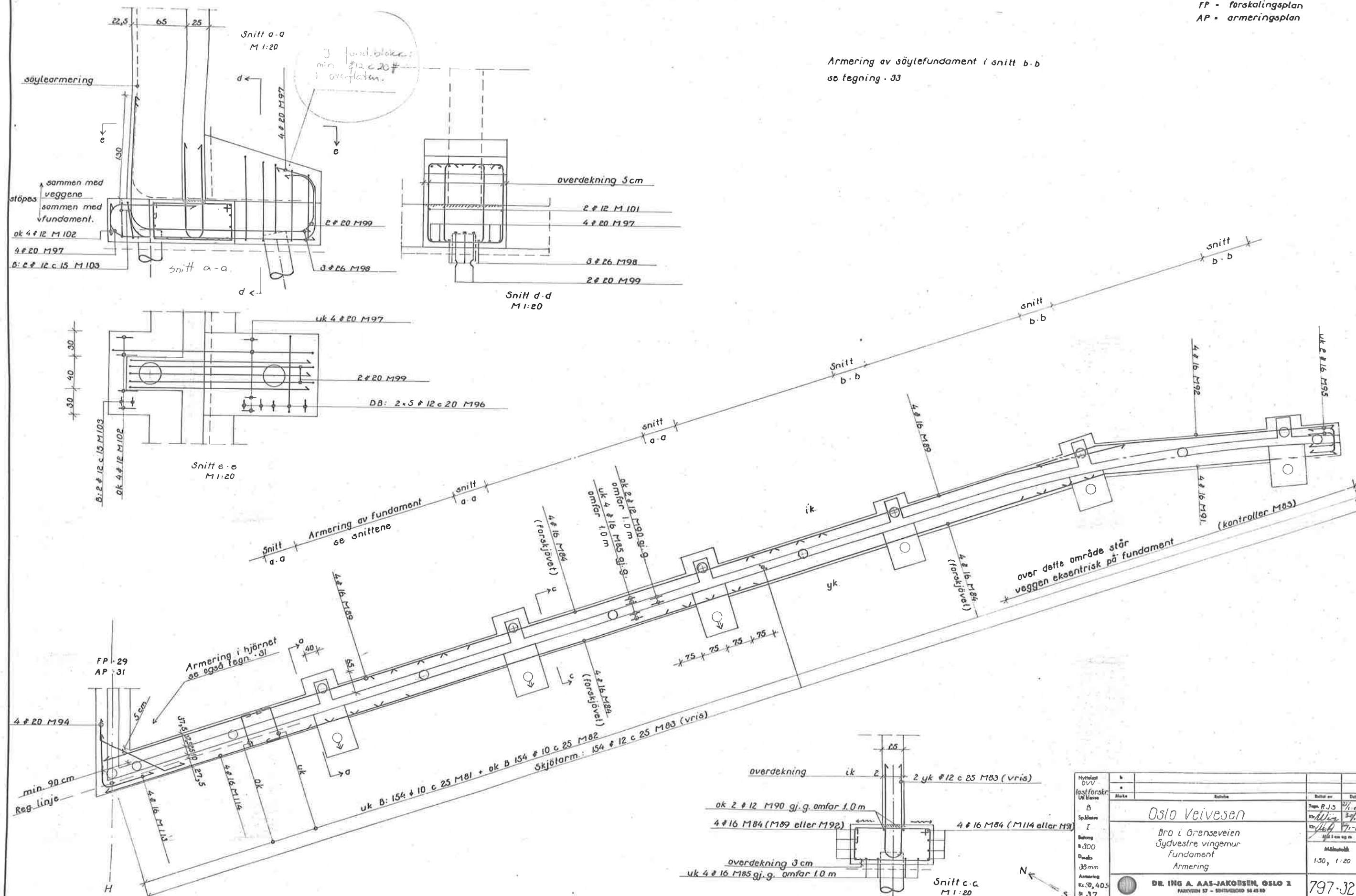


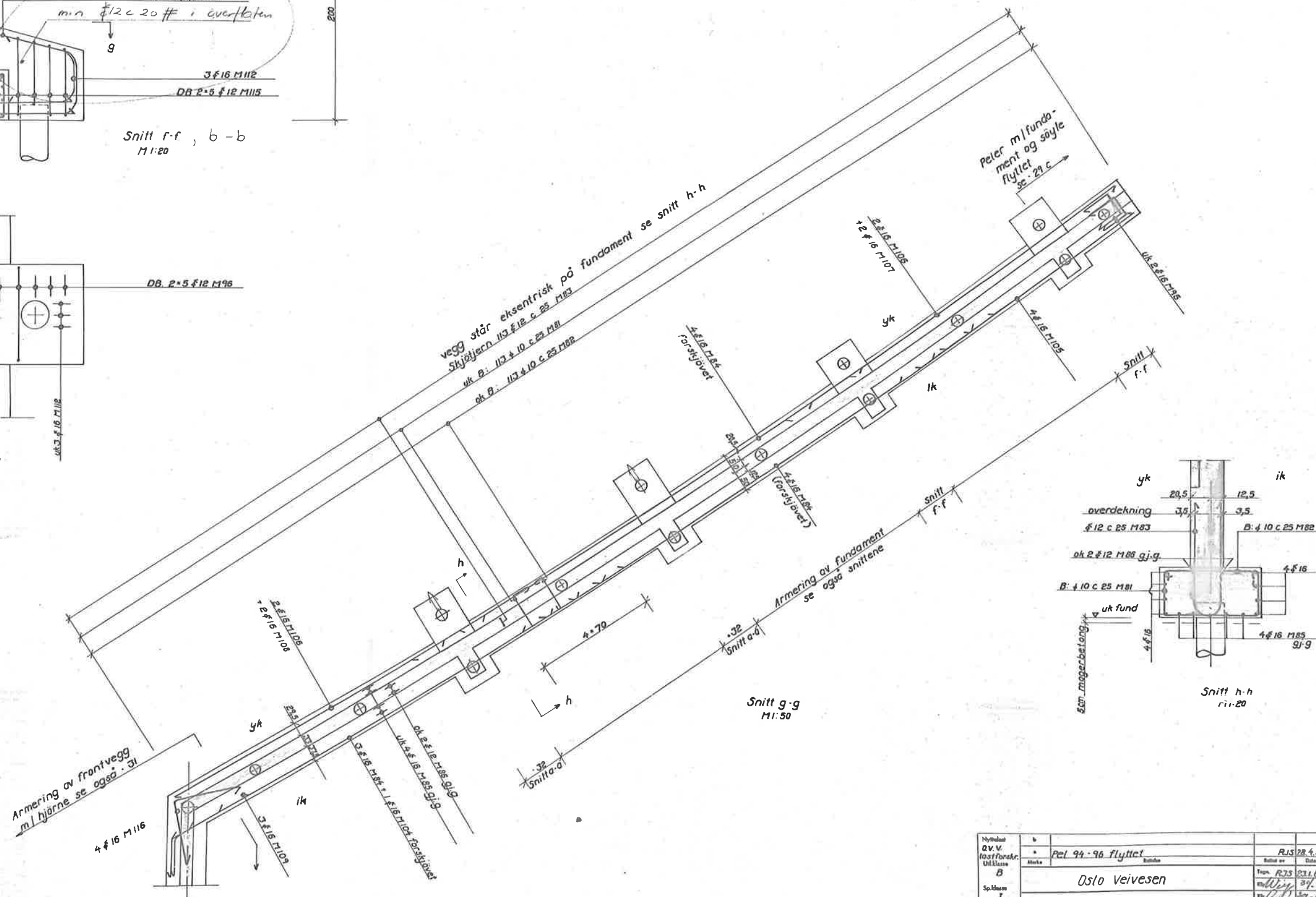
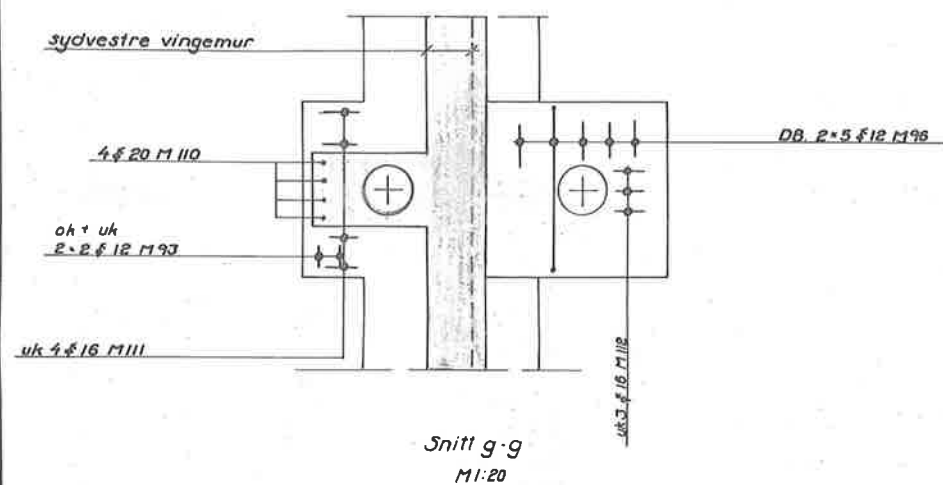
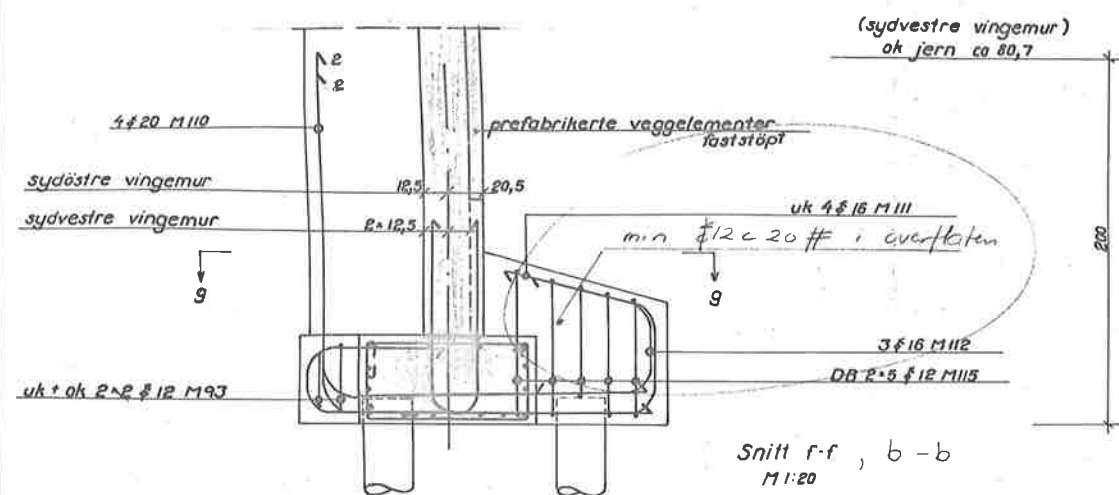
Nyttelast Dv's	b		RJS	23.7.67
Løstforsh	*	Søylerm. skjøt i ok fund, d'9115	Battut sv	Dato
Ulf Klann	Marks	Battuta	Tegn.	RJS 23.2.67
B		Oslø Veivesen	Km.	Way / F-2-6
Sp. Idmann			Fv.	y
I		Bro i Grenseveien		HÅM 1 og en m
Katung		Søyler og pilarer		Målestokk
# J350		Armering		1:20, 1:50
Dunks				
Armoring				
Ka 50		DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		
St. J7		PARKVEIEN 37 - SENTEALINGEN 56 65 80		
				797.30a



Myttest 0VV	b				
forforsk Unklasse	*	Per 77-78 m/fundament flyttet		R.J.S	64.6%
	Marka	Sammen		Enkelte av	Dette
I Spillstase		Oslo Veivesen		Temp. R.J.S	31.6%
B				W.	
Bekong		Øro i Ørøseveien		Kr.	
500		Jøndre landkar			MM i on og m
Dansk		Fundament akse H			Målestokk
38 mm		Armering			1:30, 1:20
Armering					
Kr. 30,405					
St. 97					
		DE. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2			797-310
		FAKVELD 27 - BERGVEIEN 54 65 69			

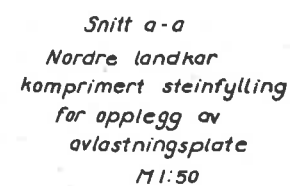
- ik - innerkant
- yk - ytterkant
- FP - forskalingsplan
- AP - armeringsplan

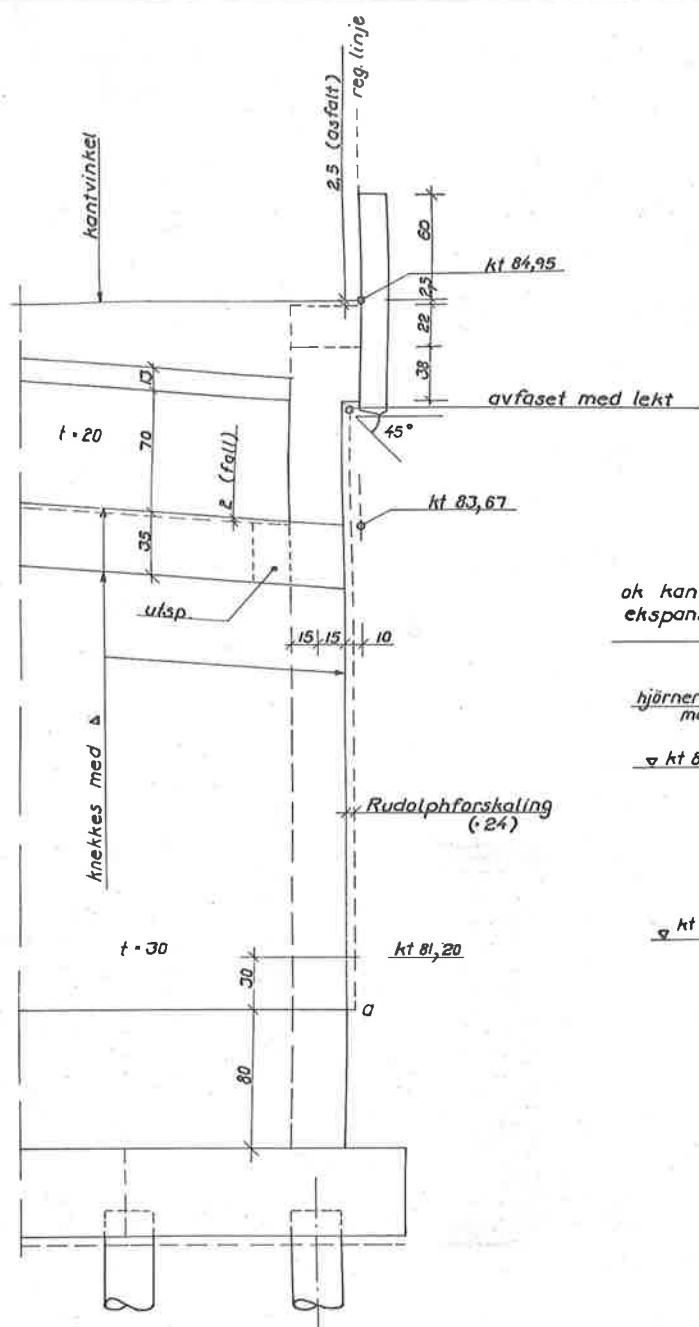




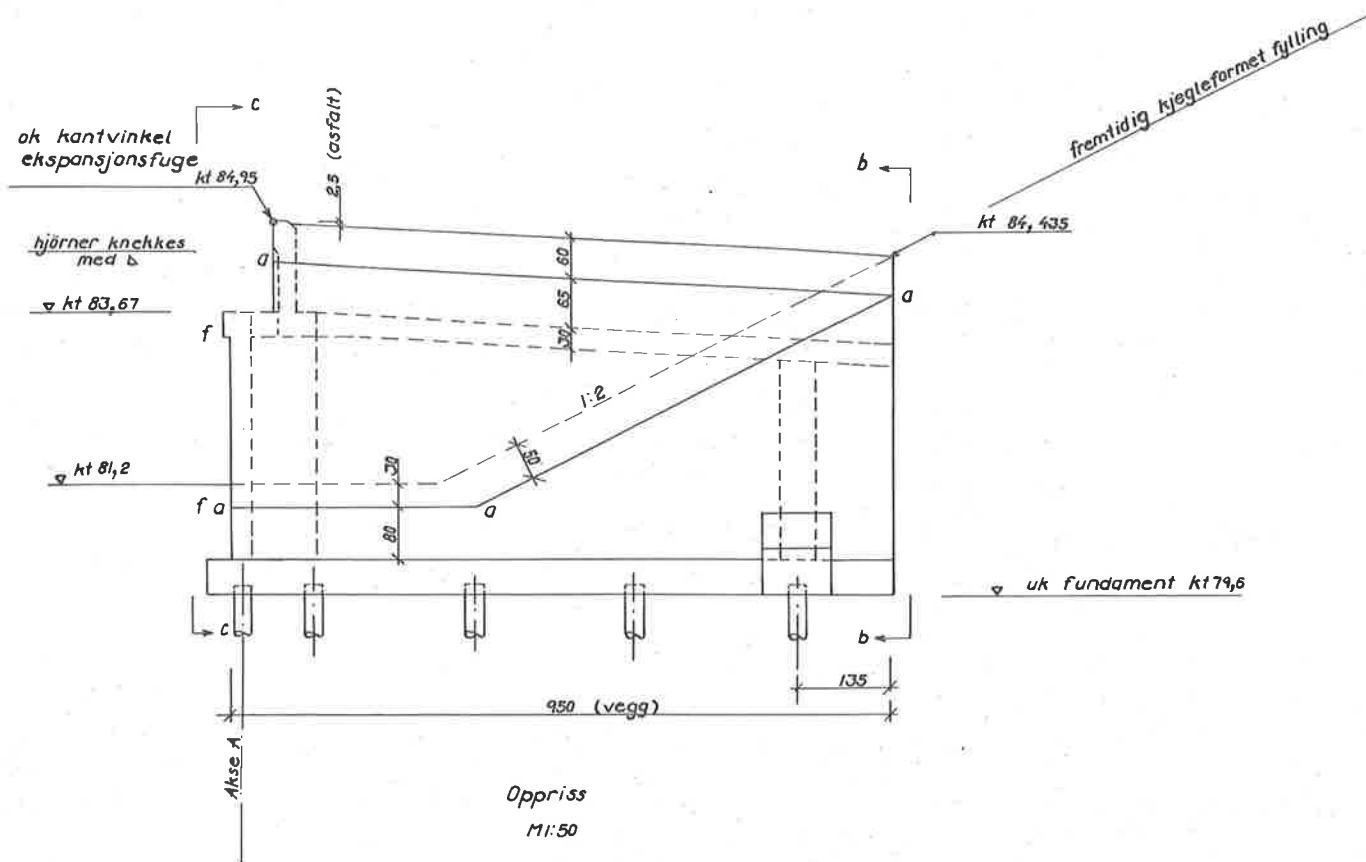
Nyttelast	b				RUS	28.4
Q.V.V.	*	Per 94-96 flyttet			Betal ar	78.4
Iosfforber:	Marks	Oslo Veivesen			Tegn. RUS	0111
Ullklasse					arkiv	34
B					Kr	57-
Sp.Masse		Bro i Grenseveien			Mål 1 m og op	
I		Sydøstre vingemur			Målestokk	
Betong		Fundament				1:50, 1:20
h 300		Armering				
Dusks						
38 mm						
Armering						
Kr 50,405		DE. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2				797.33
s 77		PARKVEIEN 37 - TELEFONNR 55 45 68				

Regnet nåværende terreng
ved landkarfylling = 81,2 m
teoretisk.
Terreng ved fundamenter
fylles opp til minimum 81,2 m
FP - forskallingsplan.

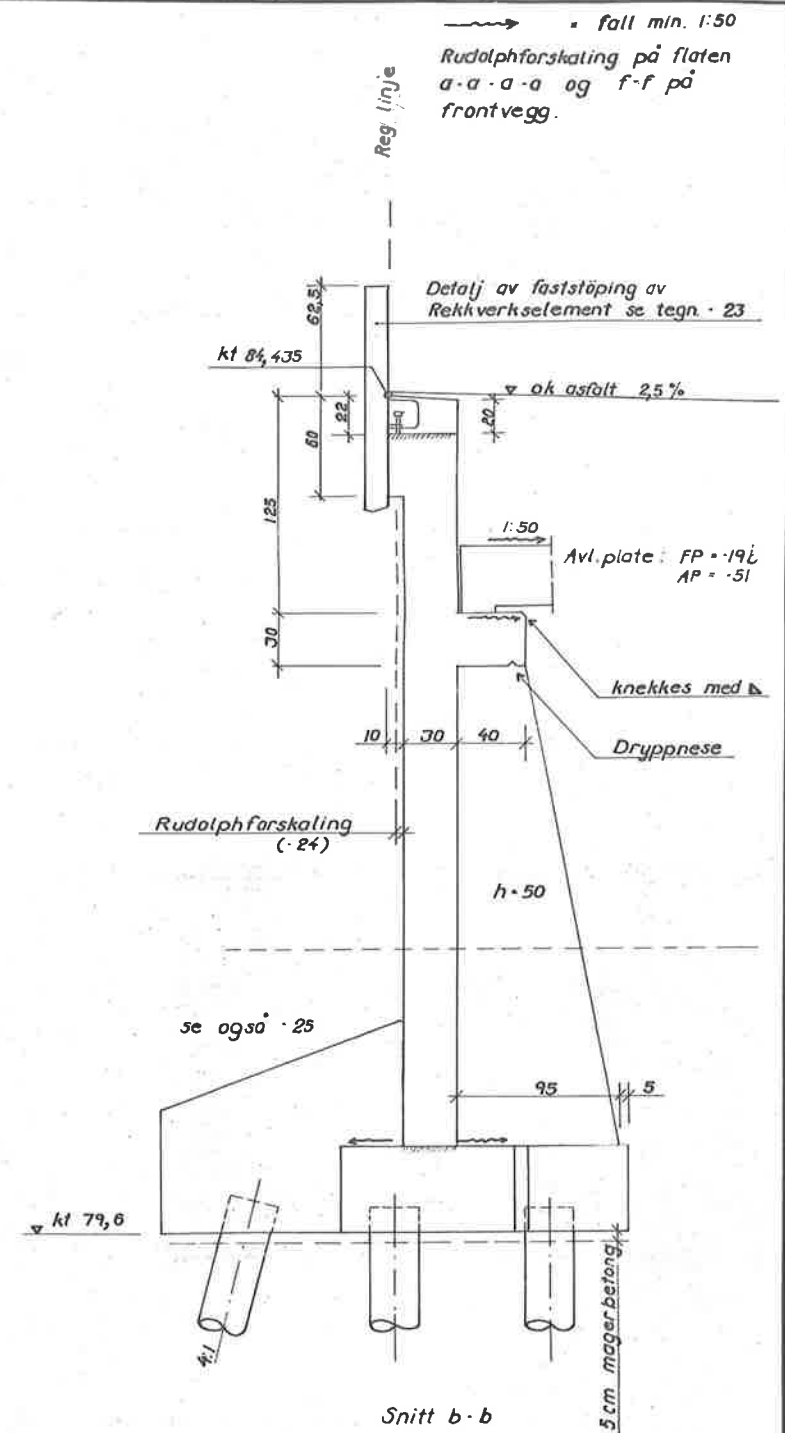




Snitt c-c
M1:20



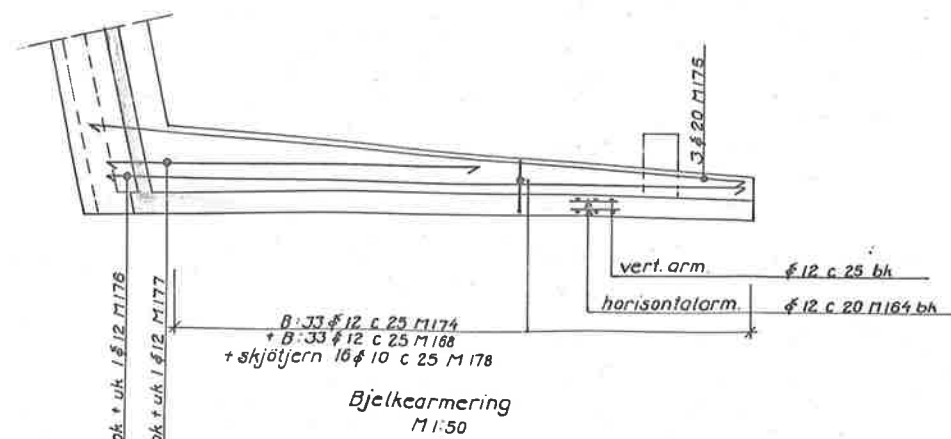
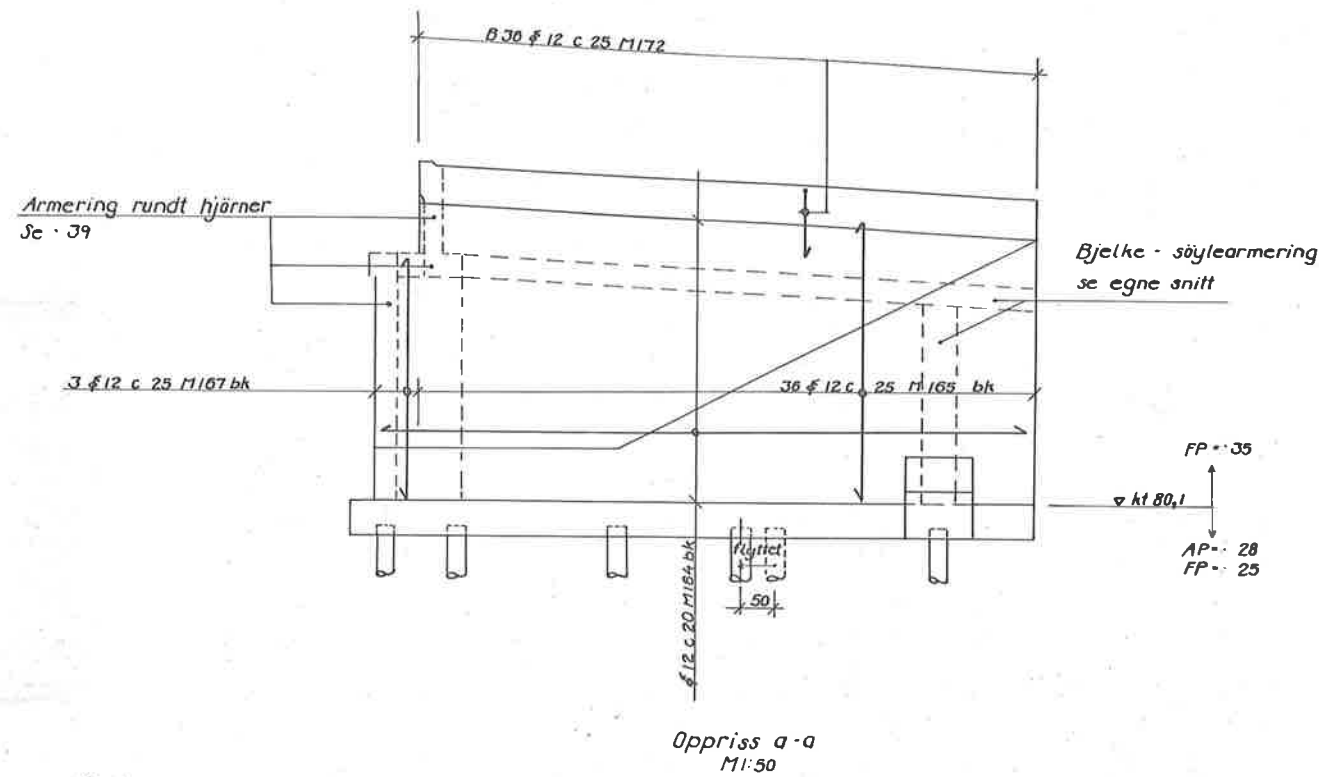
Oppriss
M1:50



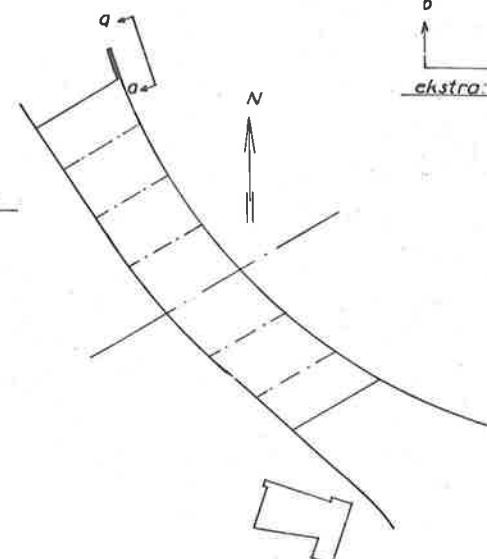
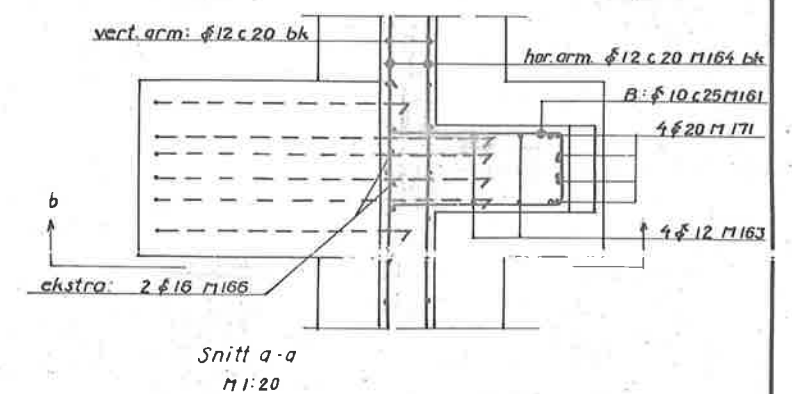
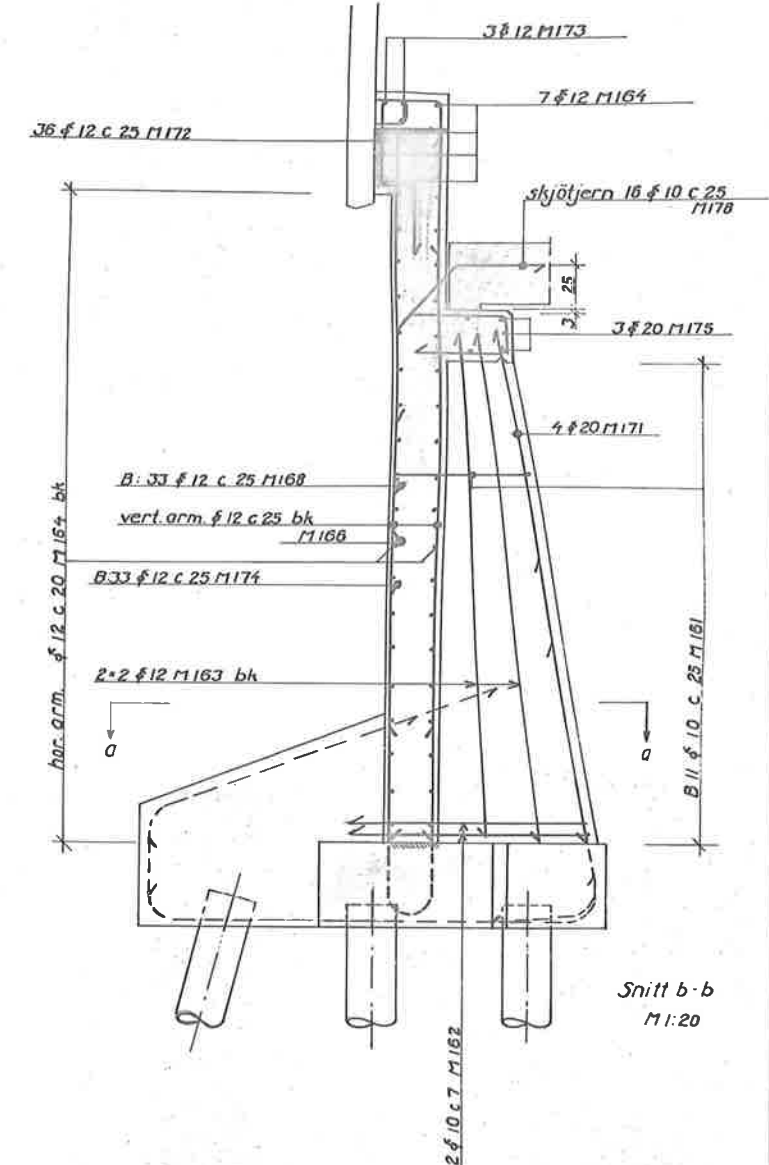
Snitt b-b
M1:20

Hyttelast 0,5 V	h			
Lastforsk.	*			
Ulf klasse	Mark			
B				
Sp. klasse				
I				
Buleng				
8 330				
Dens				
38 mm				
Armering				
Kr. 50,40s				
St 37				

Oslo Veivesen	Bygget av	Dato
Bro i Grenseveien		
Nordre landkar, østre vingemur		
Forskalingssplan		
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		
797-35		

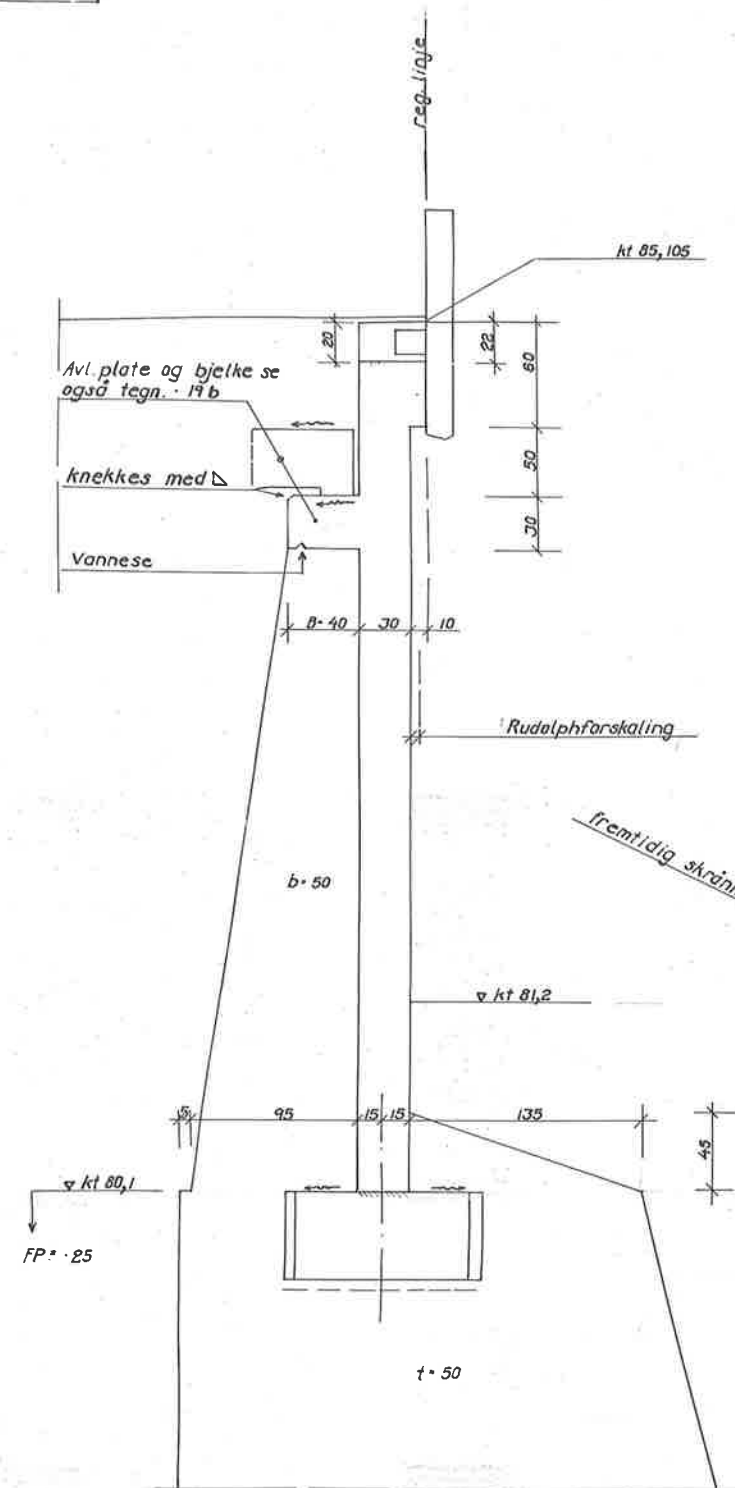


Armering fra fundament streket

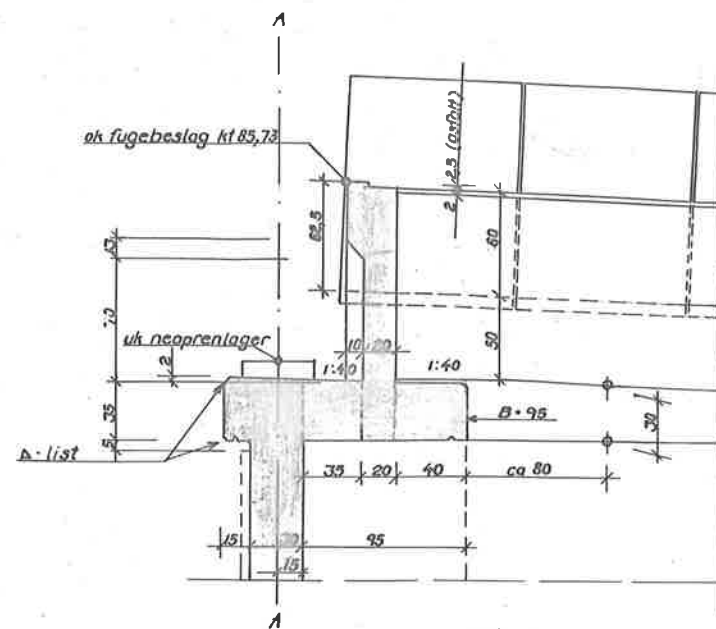


Tegning 350 38mm Armering 50, 105 37	Skisse 8 Spilasse 7	Oslo Veivesen Bro i Grenseveien Nordre landkar Nordøstre Vingemur Vegg arm. plan		Tegnet av RJS 16.2.67
		DE. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2 FAREVEIEN 17 - TELEFON 55 43 99		797-36

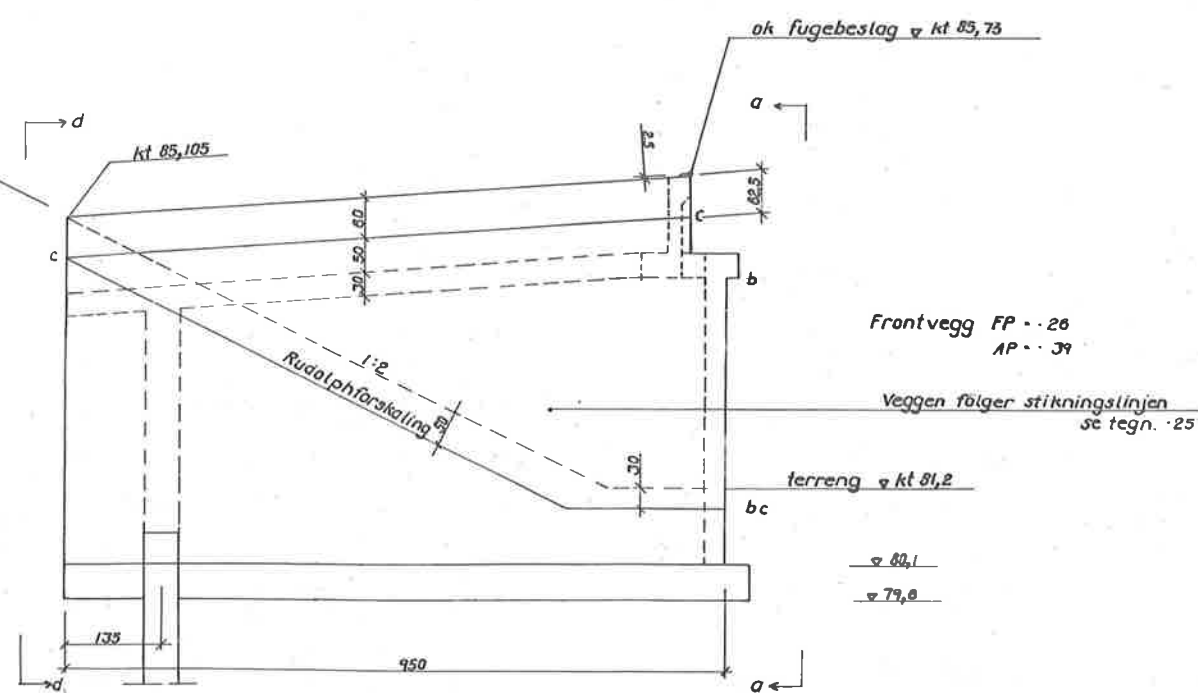
797.37



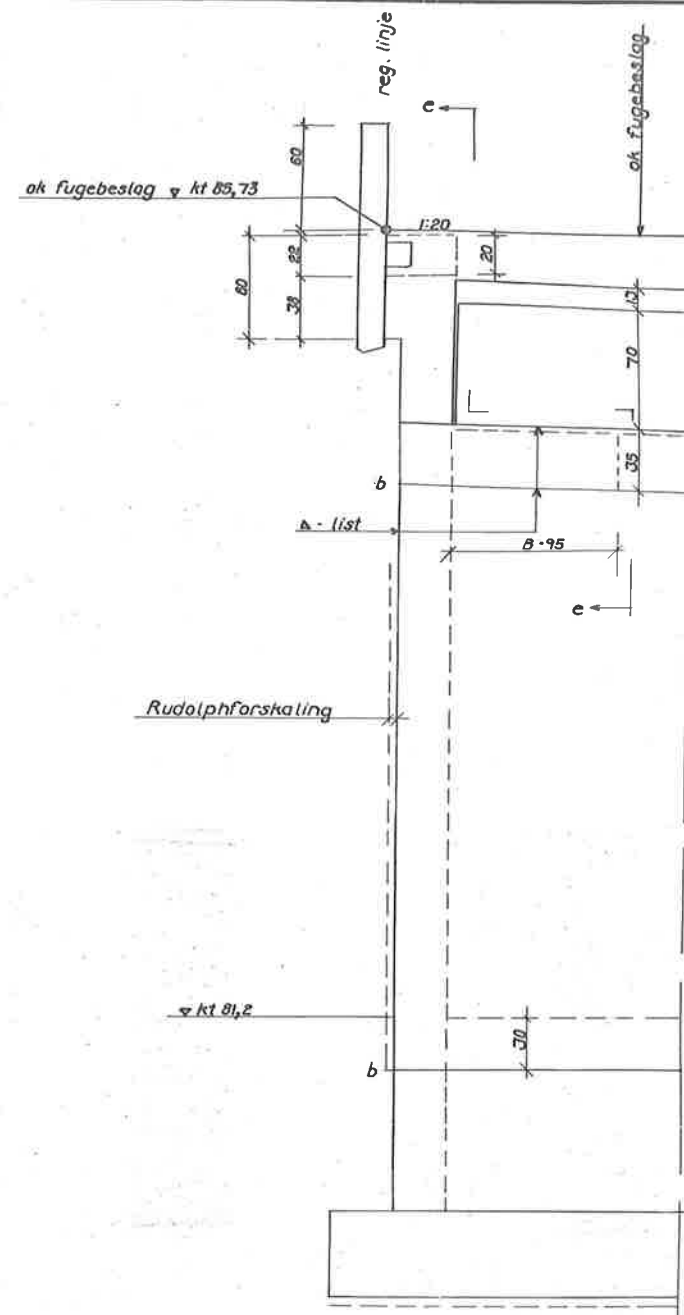
Snitt d-d
M1:20



Snitt c-c
M1:20



Oppriss
MI:50

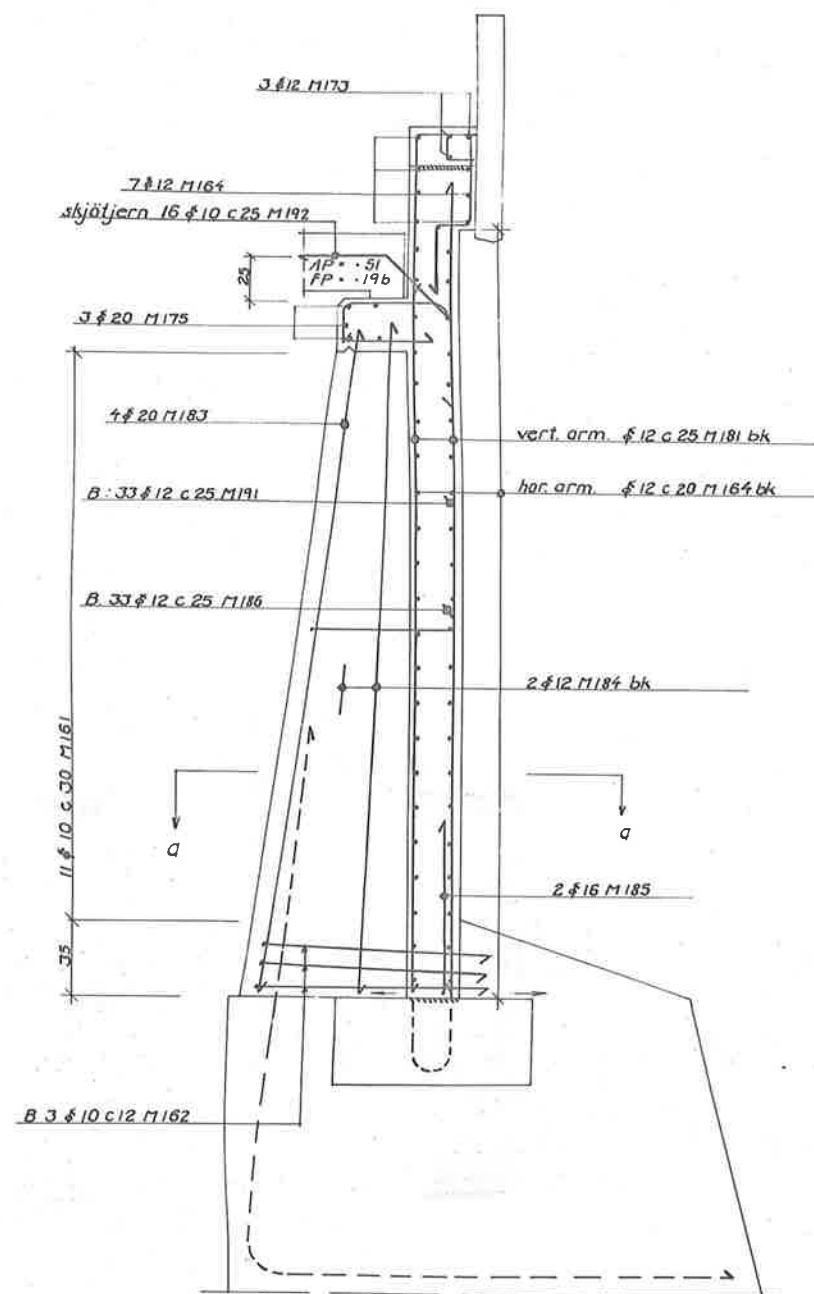


Snitt a-a
M1:20

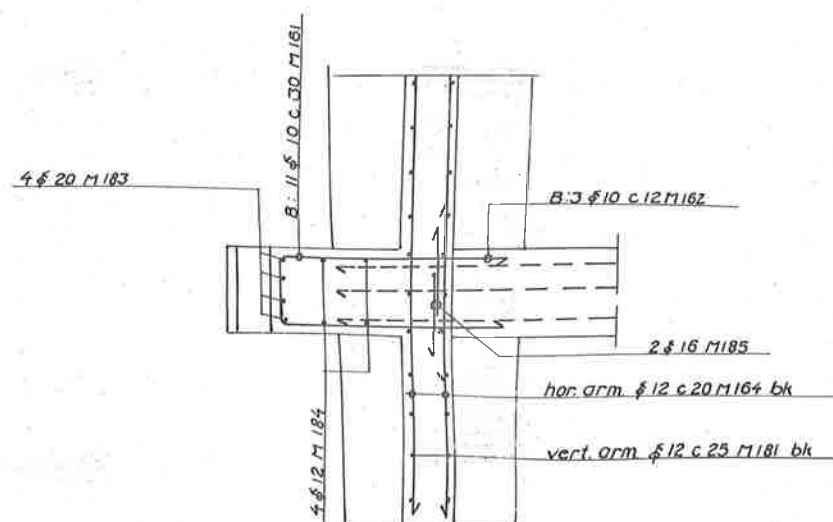
Rudolphforskaling (·24) på vegg c-c
og på frontvegg over b-b

Δ · list → knekkes med trekantlist
→ fall min. 1:50

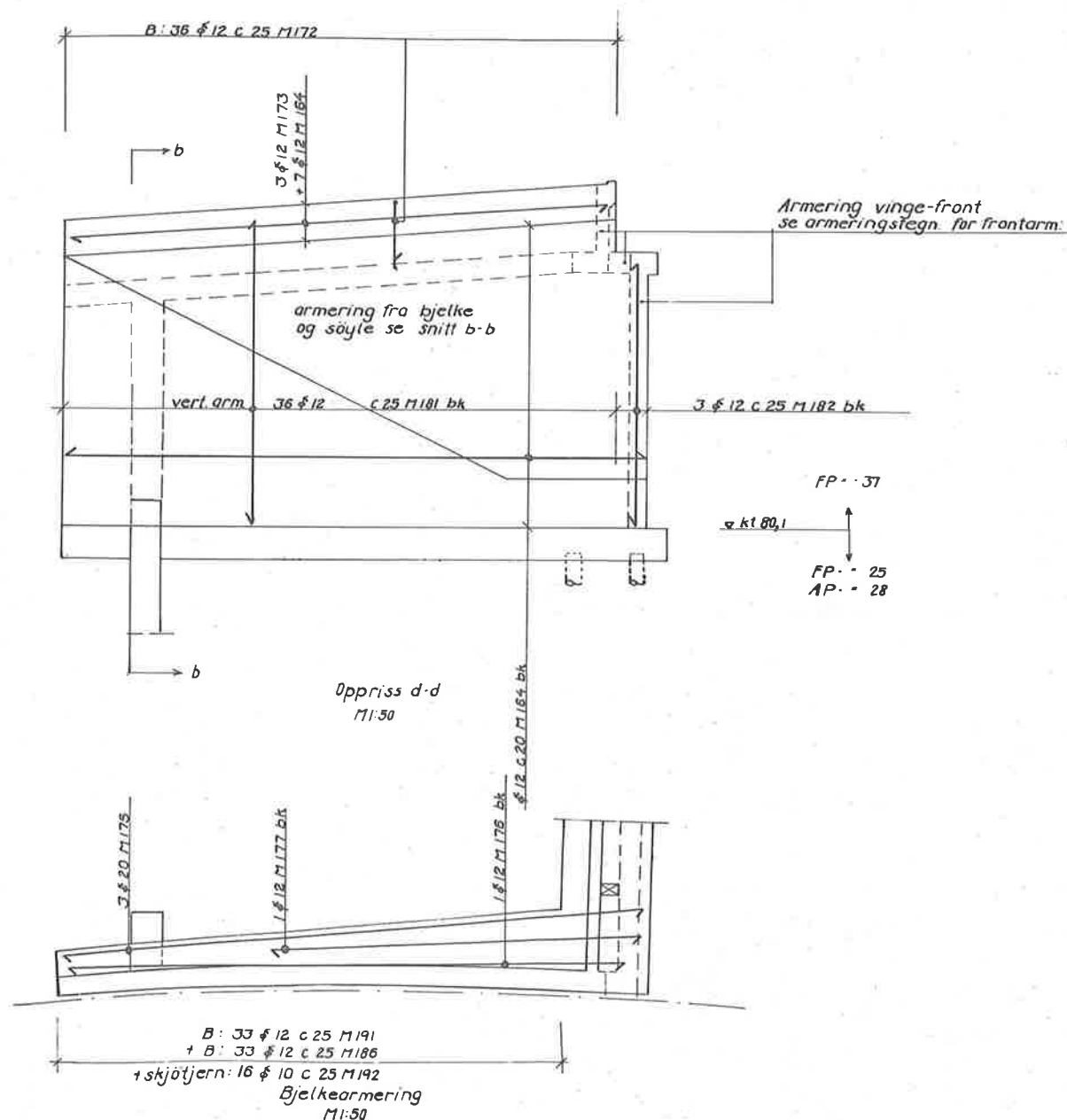
Nymtut dyt	b			
Køstforskr	a	Avtfasing, peler		RJS 53.67
Udklasse	Marka		Indtelt are	Dato
B				
Spilklasse		Oslo Veivesen	Trapp RJS	21.1.67
I		Bro i Grenseveien	Kr. Wing	9.2.67
Betong		Nordre landkar		
0 350		Nordvestre vingemur	Mål	1:20, 1:50
Draaks		Vegg		
38 mm		Førskollingsplan		
Armering				
10 50,405				
5 37				



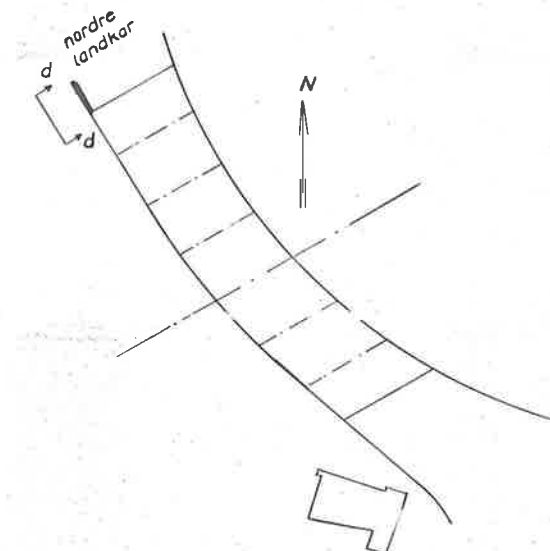
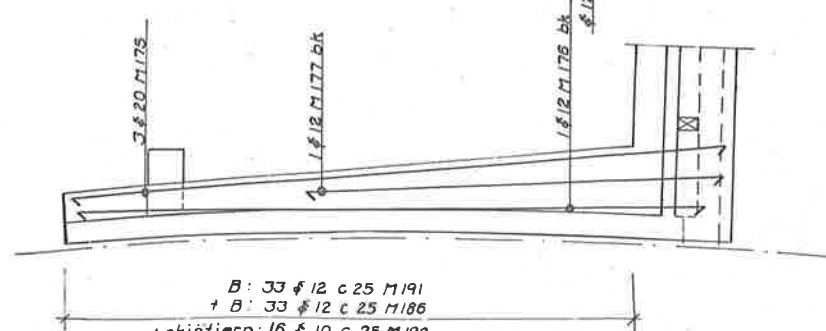
Snitt b-b
1:20



Snitt a-a
1:20



Oppriss d-d
1:50

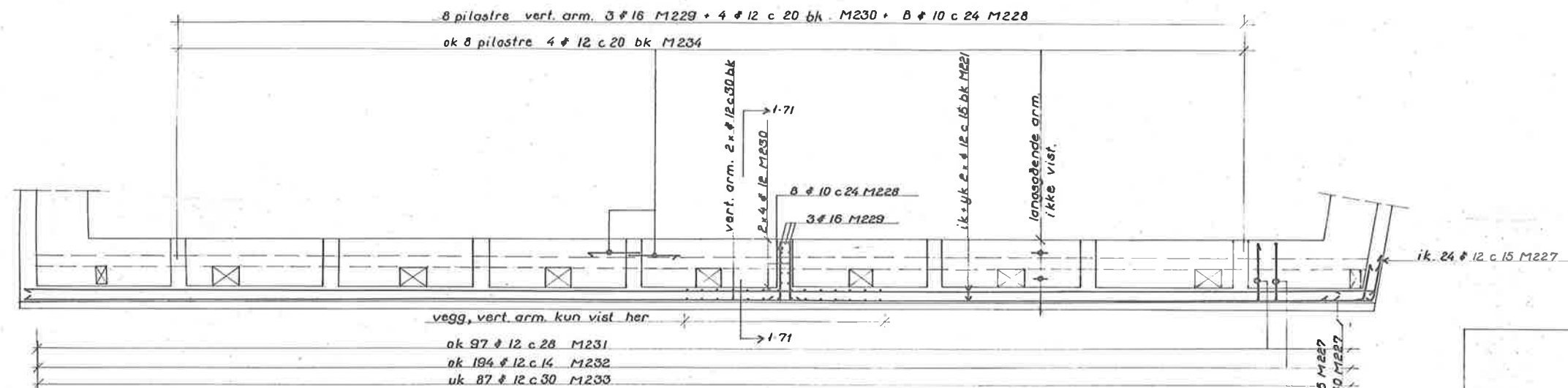
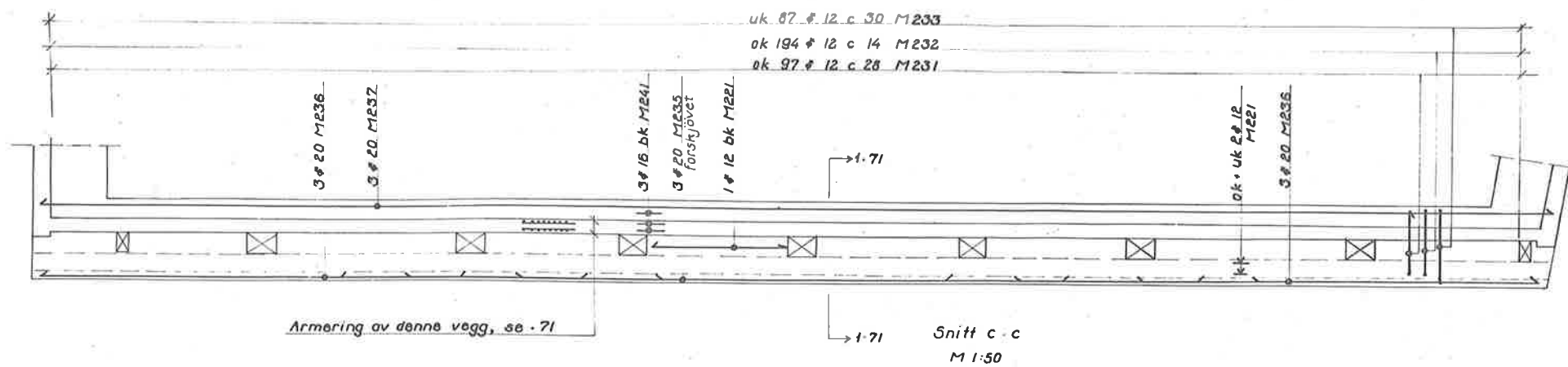


Nyttelast OVV lastforskr. Utl klasse B	b			
Spalteklasse I	a			
Betong s 350	Betong			
Dusks 38 mm	Ståls			
Armering Ks 30,405 St	Armering			
Oslo Veivesen		Tegn. RJS	13.2.67	
Bro i Grenseveien		Dr. Lørd. 14/6.67		
Nordre landkar		12.10.67		
Nordvestre vingemur		Mål og teg. m.		
Vegg i Arm. plan		Målestokk		
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		1:20, 1:50		
PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 56 45 00		797-38		

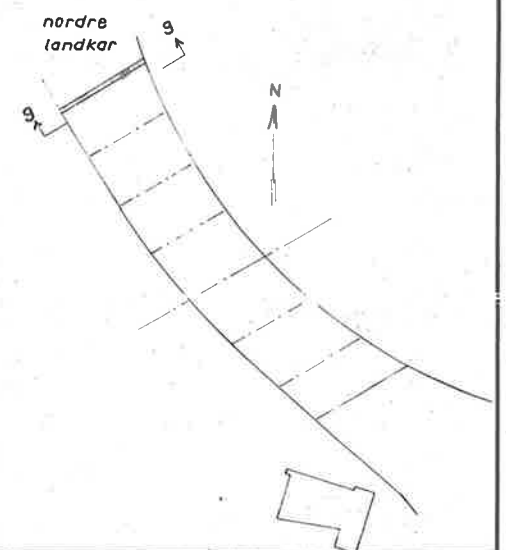
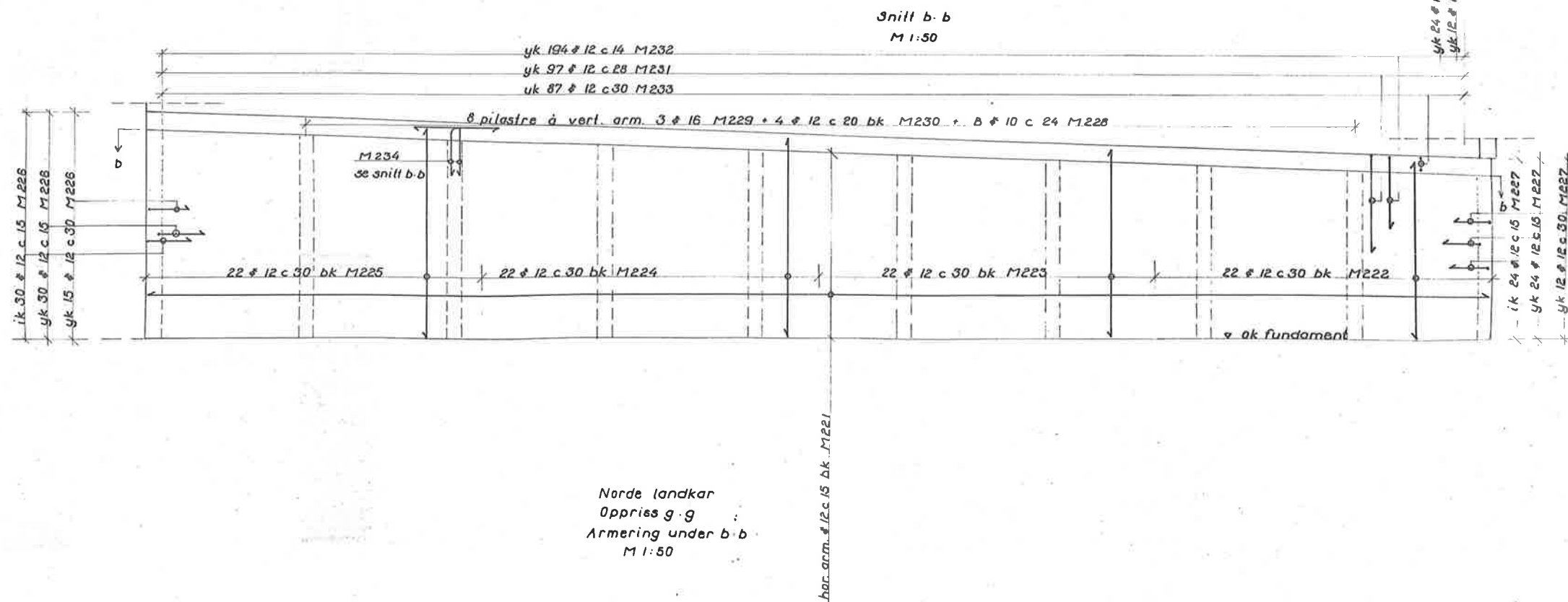
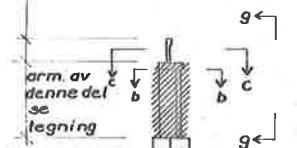
797-39

FP-26

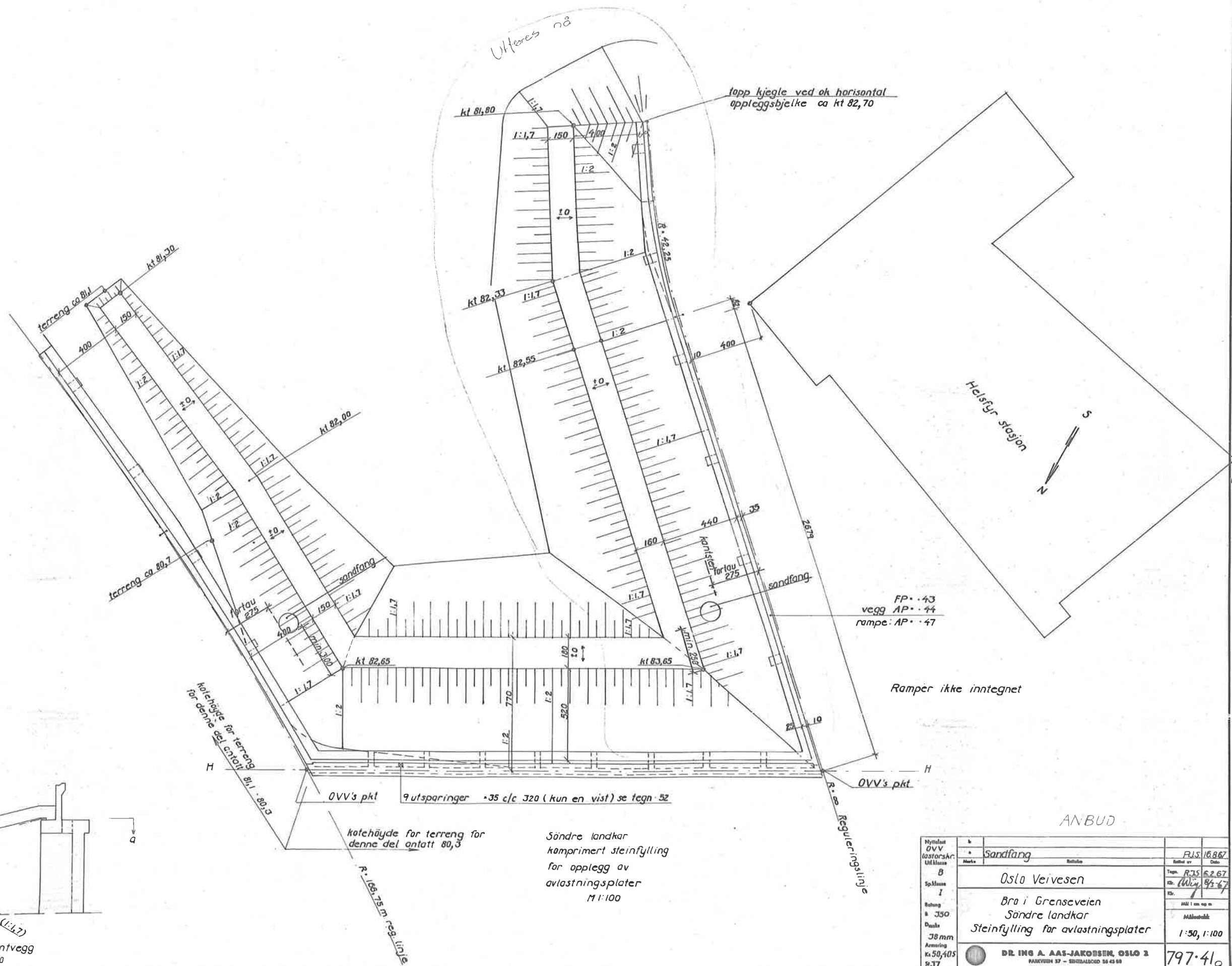
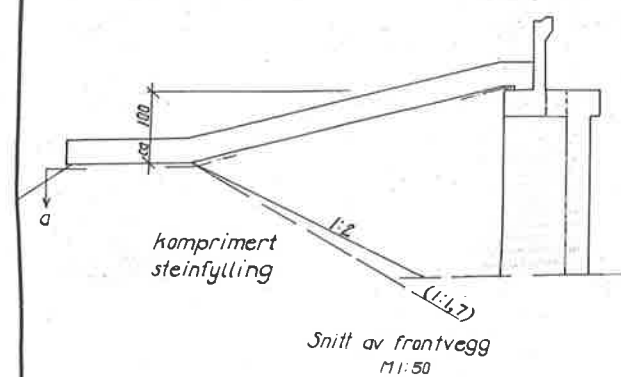
Ved utsparingene
forskyves M231- M232 og
M233 til sidene



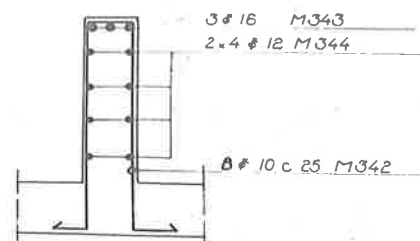
Armering av denne del,
samt skjölarm, nedenfra, se - 71



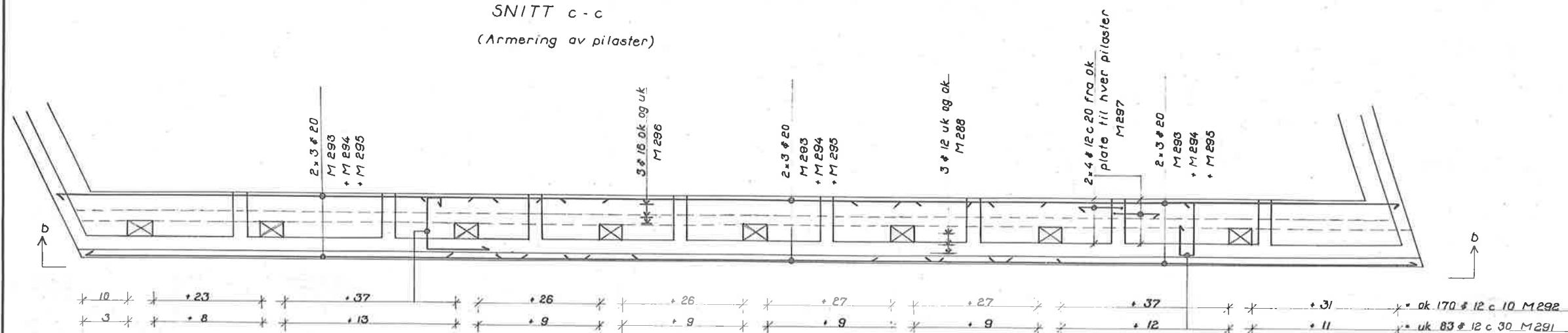
Nyttelast Ov. V lastforske Utd. klasse B Sp. klasse I Betong B 350 Diameter 38 mm Armering K. 50, 405 St	Oslo Veivesen Bro i Grenseveien Nordre landkar Frontvegg Armeringsplan		Tegnet av RJS Dato 9. 6. 67
	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2 FABRIKKEVEI 57 - TELEFON 54 45 99		797-39
	1:50		797-39
	1:50		797-39



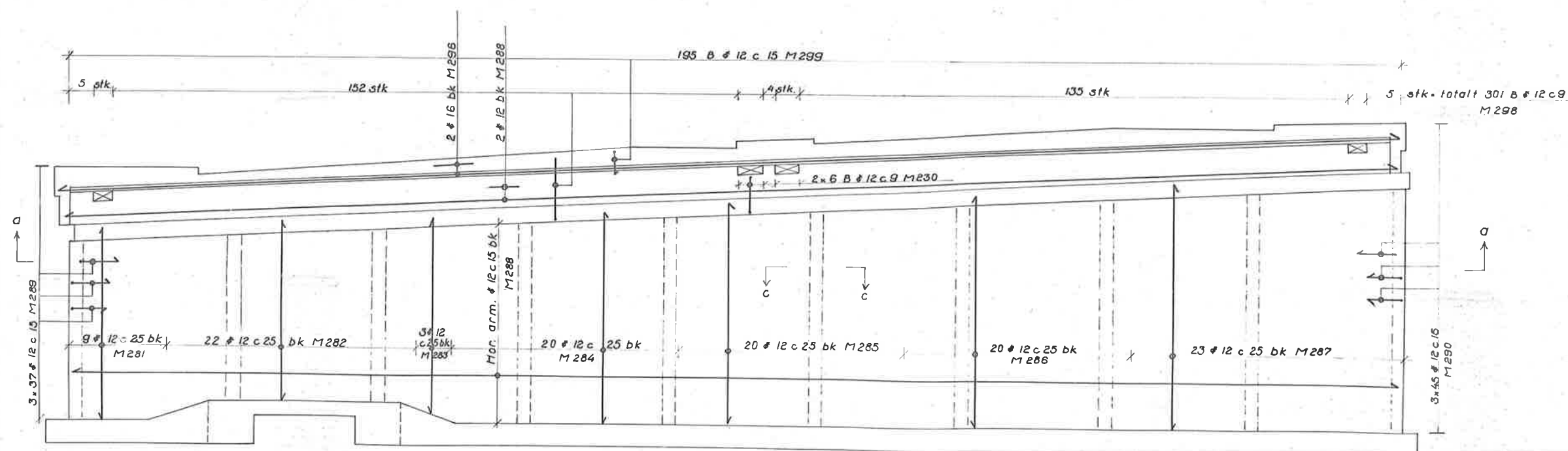
Mytalsat 0VY lasterskr. Umlasse	h *	<i>Sandfang</i>	RJS Dato
B	Marka		Sattelt yr Dato
SpMasse		<i>Oslo Veivesen</i>	Tegn. RJS 626
I			Kir. <i>Wig</i> 94-6
Betong		<i>Bra i Grenseveien</i>	MM 1 cm. esp. m
h 350		<i>Søndre landkar</i>	Målestrek
Densit		<i>Steinfylling for avlastningsplater</i>	1:50, 1:100
38 mm			
K.50,405			
937			



SNITT c-c
(Armering av pilaster)



PLAN a-a
(Armering av horisontal plate)

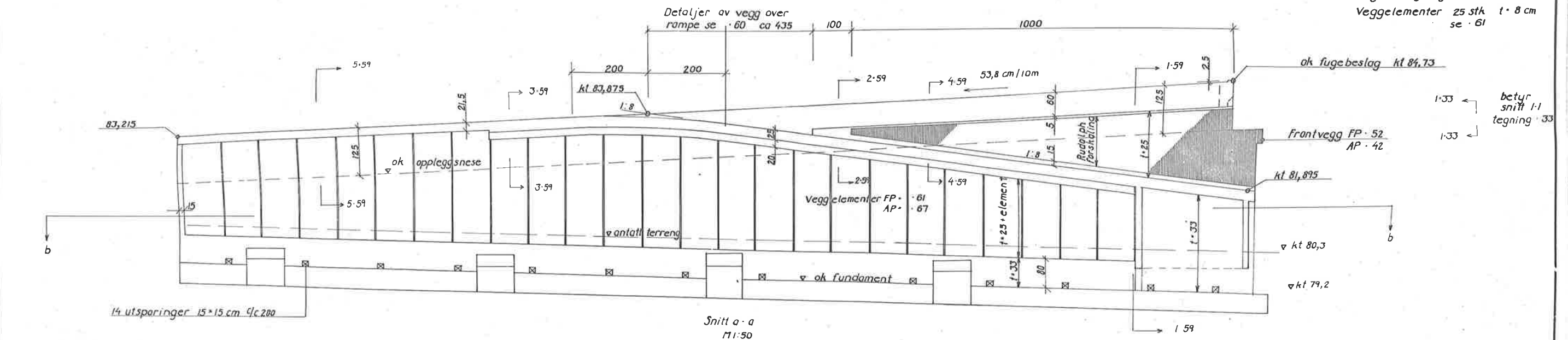


SNITT b-b
(Armering av frontvegg)

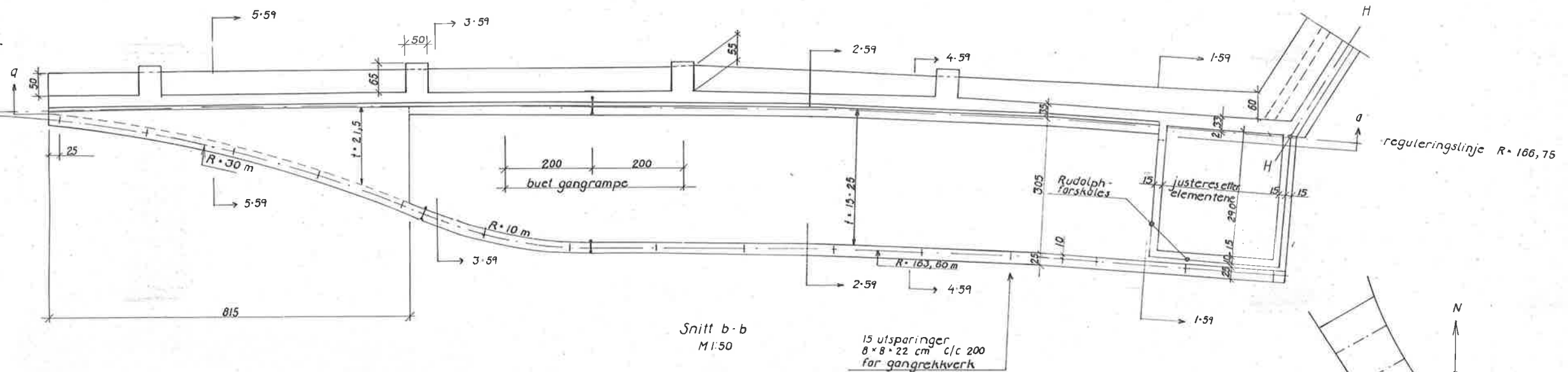
Bøyler fra horisontal
plate til avlastnings-
plate 104 #12 c 28
M341. For plassering
se M242 legn. 797-71

Nyttelast 0 v.v. Iaelf. Utt.klasse B Sp.klasse I Betong g 350 Duska 38 mm Armering s 50 Ks 405	b		RJS		274.67
	*	Tusjet	Betalt av		Ets
	Altså		Betalt		
	Oslo Veivesen		Tegn. P.J.		134.67
	Bra i Ørnsveien		Stk. RJS		134.67
		Søndre landkar		Målestokk	
		Frontvegg		1:20	
		Armeringsplan		1:50	
		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797-42	
		FARKV. 57 - SENTRALBORD 56 45 90			

Erstatter tegning · 13b
Alle katchöyder er gitt i
reguleringslinje
Veggelementer 25 stk t · 8 cm
se · 61



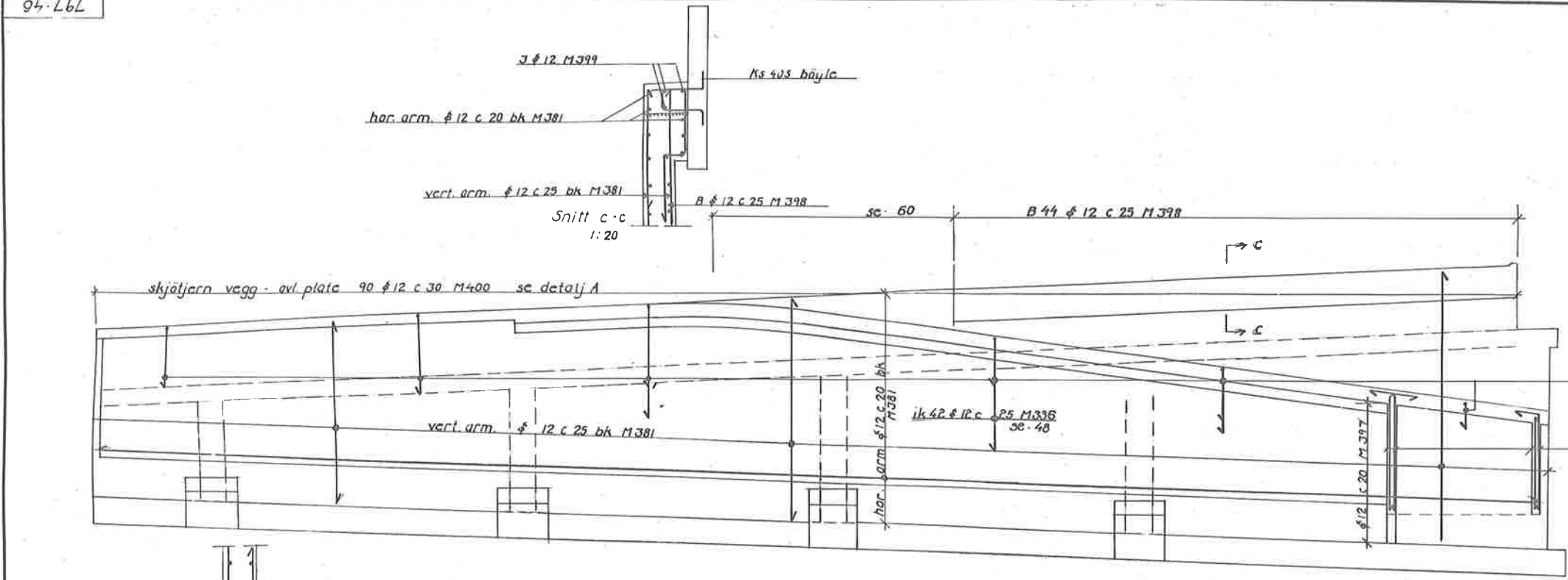
Frittstående stötmur
FP - 20b
AP - 64



Söndre
landkar

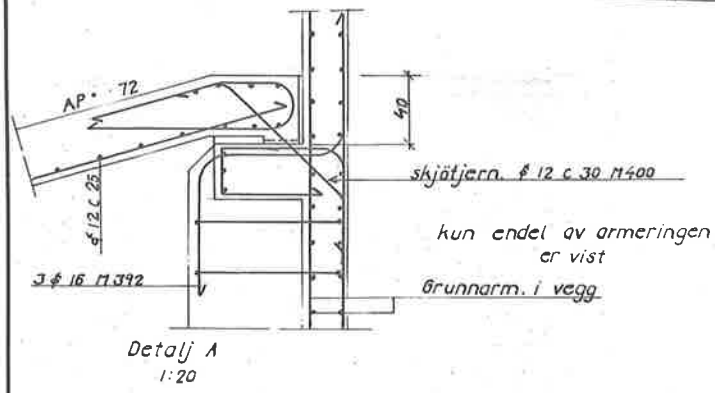
[illegible]

Armering av gangrampe
sc. 48
Fra rampen stikker armering
inn og ned i vegg.



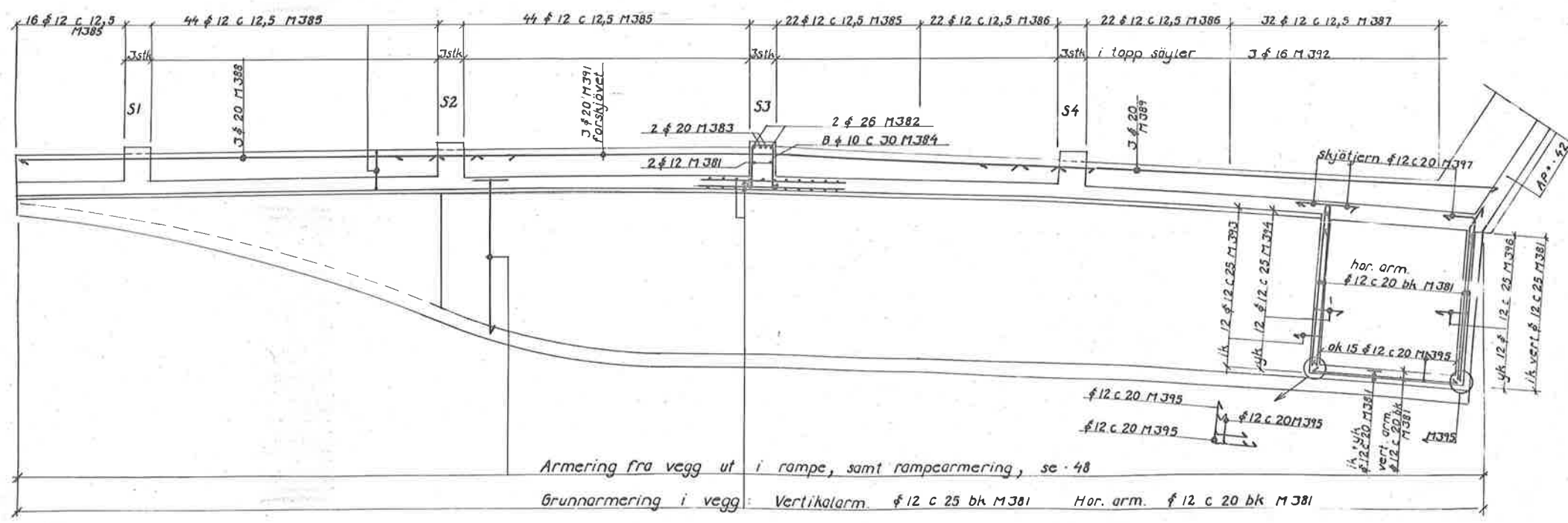
Armering ut i gangrampe
sc. 48

Armering se snitt b-b



Snitt a-a
M 1:50

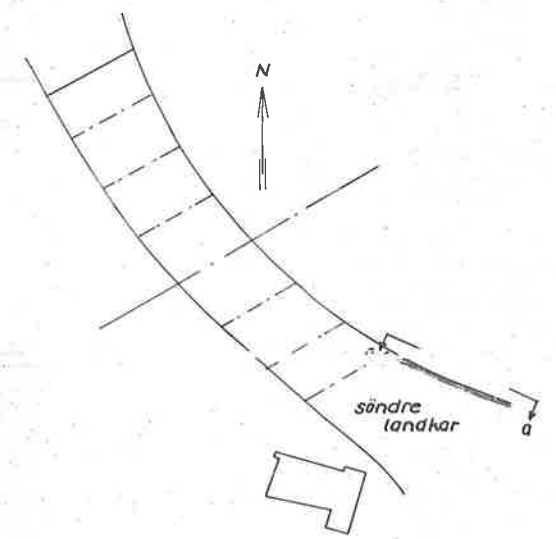
Veggsøylenes S1, S2 og S4 armeres som S3



Armering fra vegg ut i rampe, samt rampearmering, se. 48

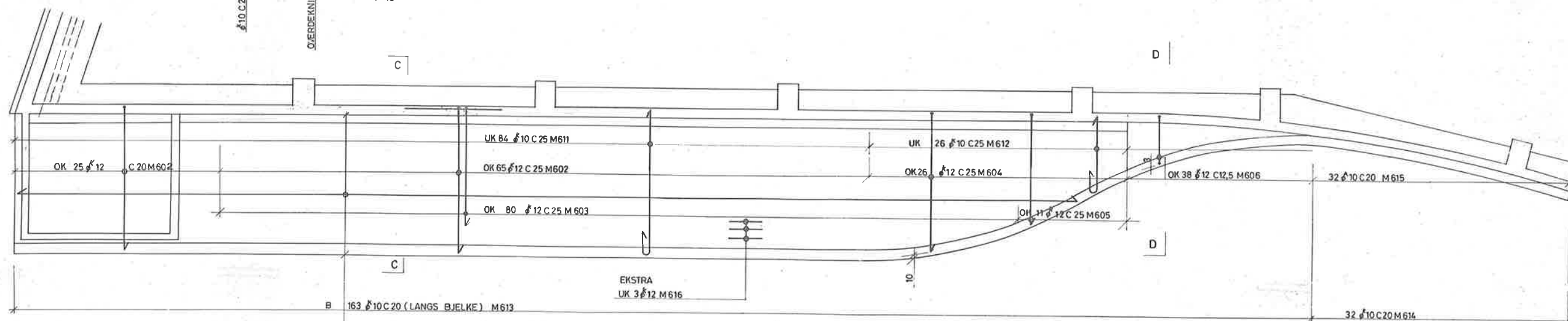
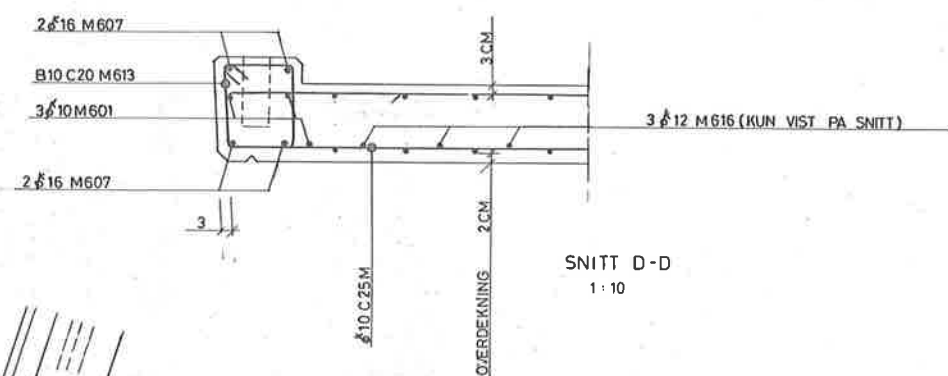
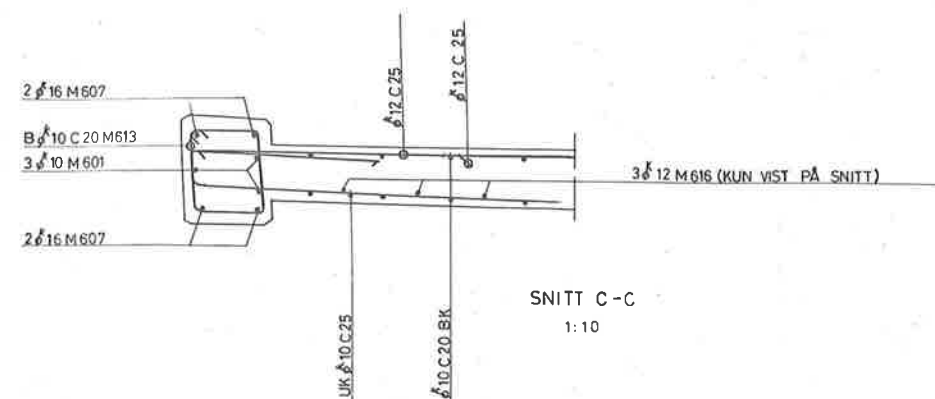
Grunnarmering i vegg: Vertikalarm. #12 c 25 bk M381 Hor. arm. #12 c 20 bk M381

Snitt b-b
1:50



Prosjekt DNV's lastforstyr Ut Klasse B Sp. klasse I Betong S 350 Dimens 38 mm Armering Ks 50,405 S1 J7	Tussjet, M336	RJS 274.67
	Oslo Veivesen	Tegnet RJS 10.3.67
	Bro i Grenseveien Søndre landkar Sydøstre vingemur Vegg, Armeringsplan	Mål i cm og m Målestokk 1:20, 1:50
	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2 PARKVEIEN 17 - TELEFON 55 45 00	797-46a

KUN ARMERING AV GANGRAMPE OG KANT-
BJELKE VIST PÅ DENNE TEGNING
FORØVRIG HENVISES TIL AP FOR VEGG MM.

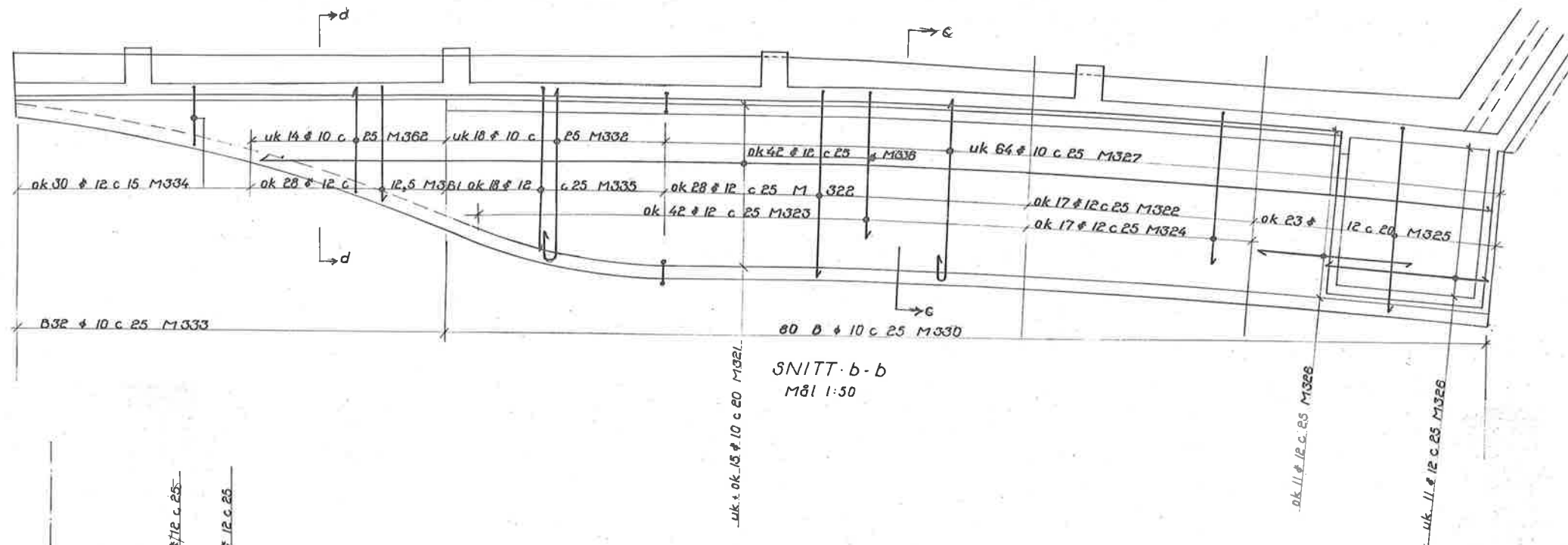


Nyttelast OVV	b			
LASTFORS	+			
Utd klasse KR	Mark	Rettelse	Rettet av	Dato
B			Tegn R.J.S. 16.9.69	
Sp klasse			Kfr.	
Betong			Kfr.	
B 350				
D maks				
38 MM				
Armering				
K 50, 40S				
St				
OSLO VEIVSEN				
BRO I GRENSEVEIEN				
SØNDRE LANDKAR				
SYDØSTRE GANGRAMPE				
ARMERING				
Mål i cm og m				
Målestokk				
1:50, 1:10				
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2				797-47
PARKVEIEN 51 - SENTRALBORD 66 45 80				

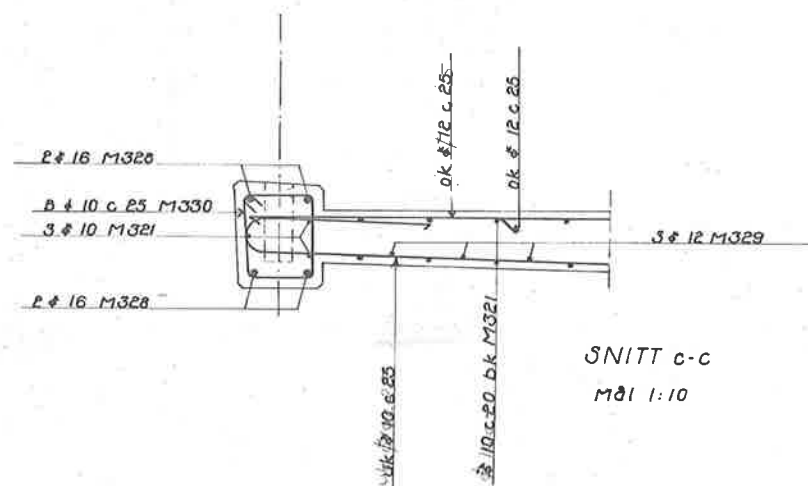
kun armøring for
gangrampe er vist
på denne tegning

AP: vegg søyler, oppleggs-
bjelke for avl. plater
og uttøret vegg
se - 46

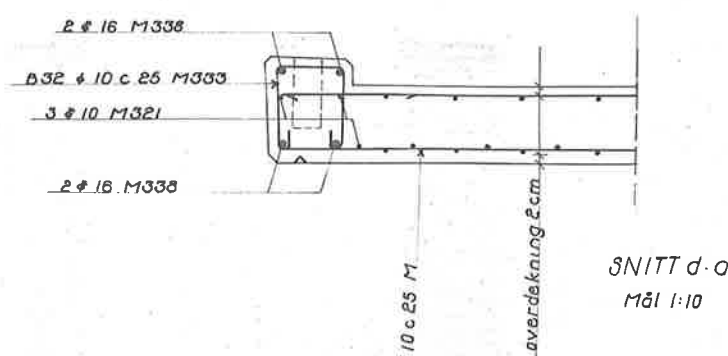
M323 er skjult med M336
fra veggarmøring.



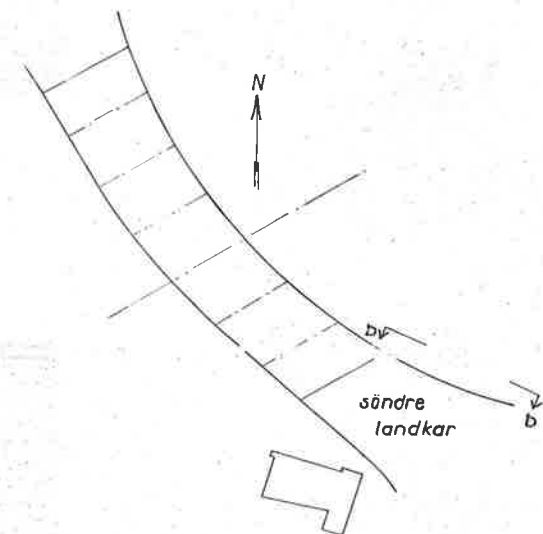
SNITT b-b
Mål 1:50



SNITT c-c
Mål 1:10

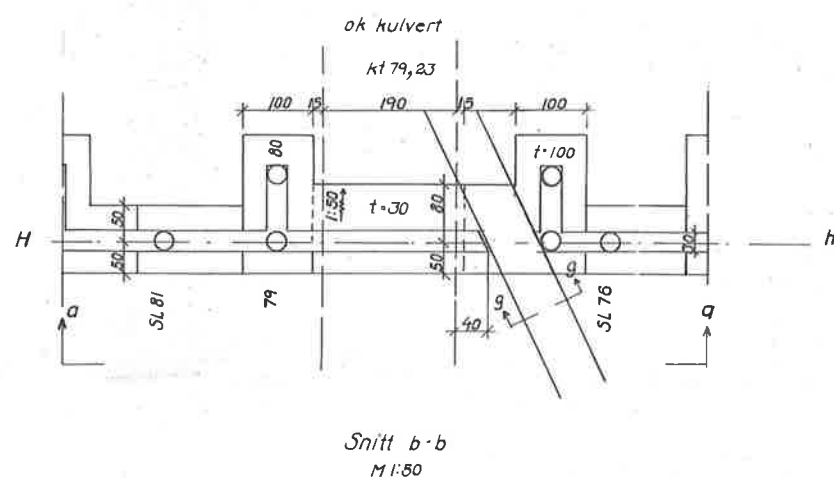
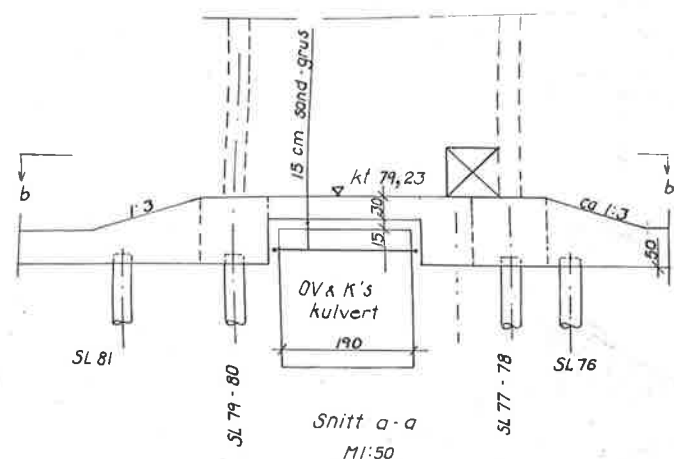


SNITT d-d
Mål 1:10

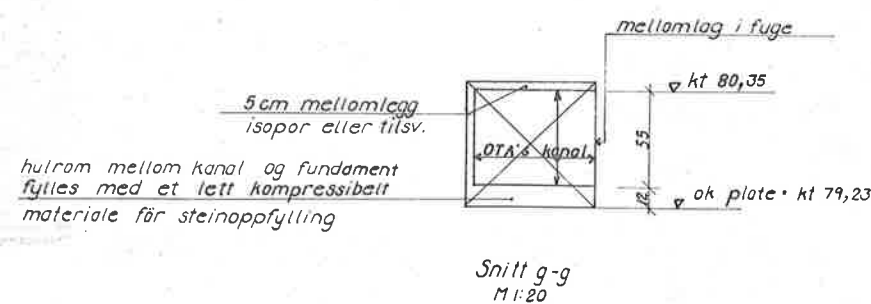


Nyttelast 0,0075 lastfordelt 0,0000 0,0000 B Spiklasse I Betong B 350 Dekke 38 mm Armering K50,40S si 3P	Tusjet, M336		RJS 1/3-67
	Oslo Veivesen		Tegn. RJS 1/3-67
	Bro i Grenseveien		
	Søndre landkar		
Sydvestre gangrampe		Mål 1:10, 1:50	
A.P.		797-48a	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2			
PARKVEI 57 - SENTRALBORD 54 43 60			

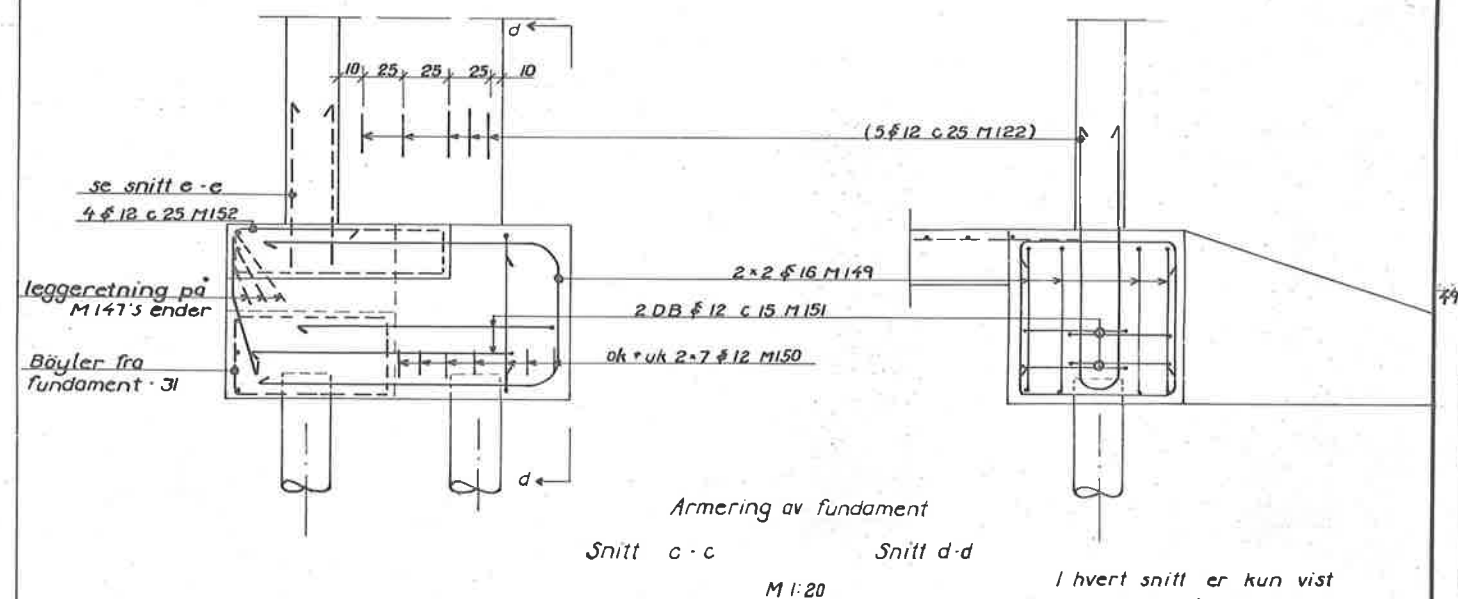
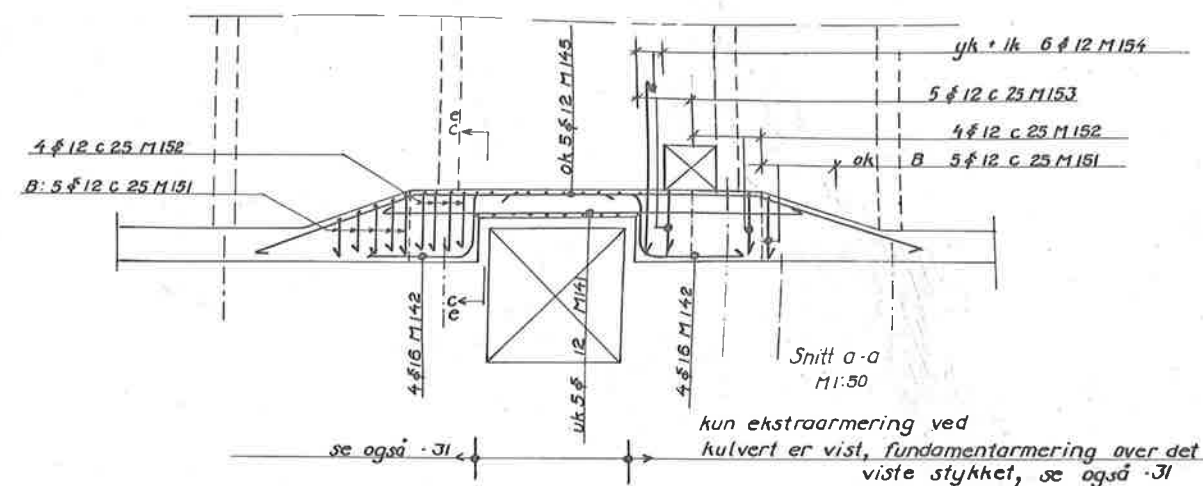
64. L6L



Forskalingsplan

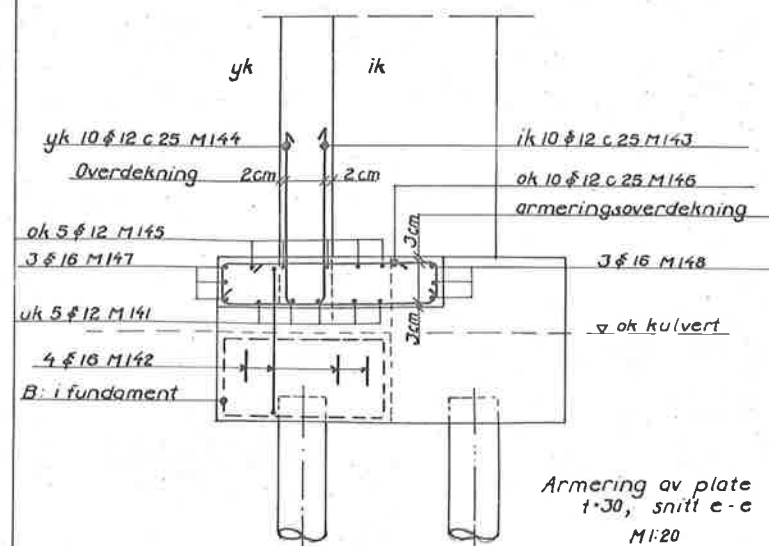


filhörende böyeliste
side 13, 15-16

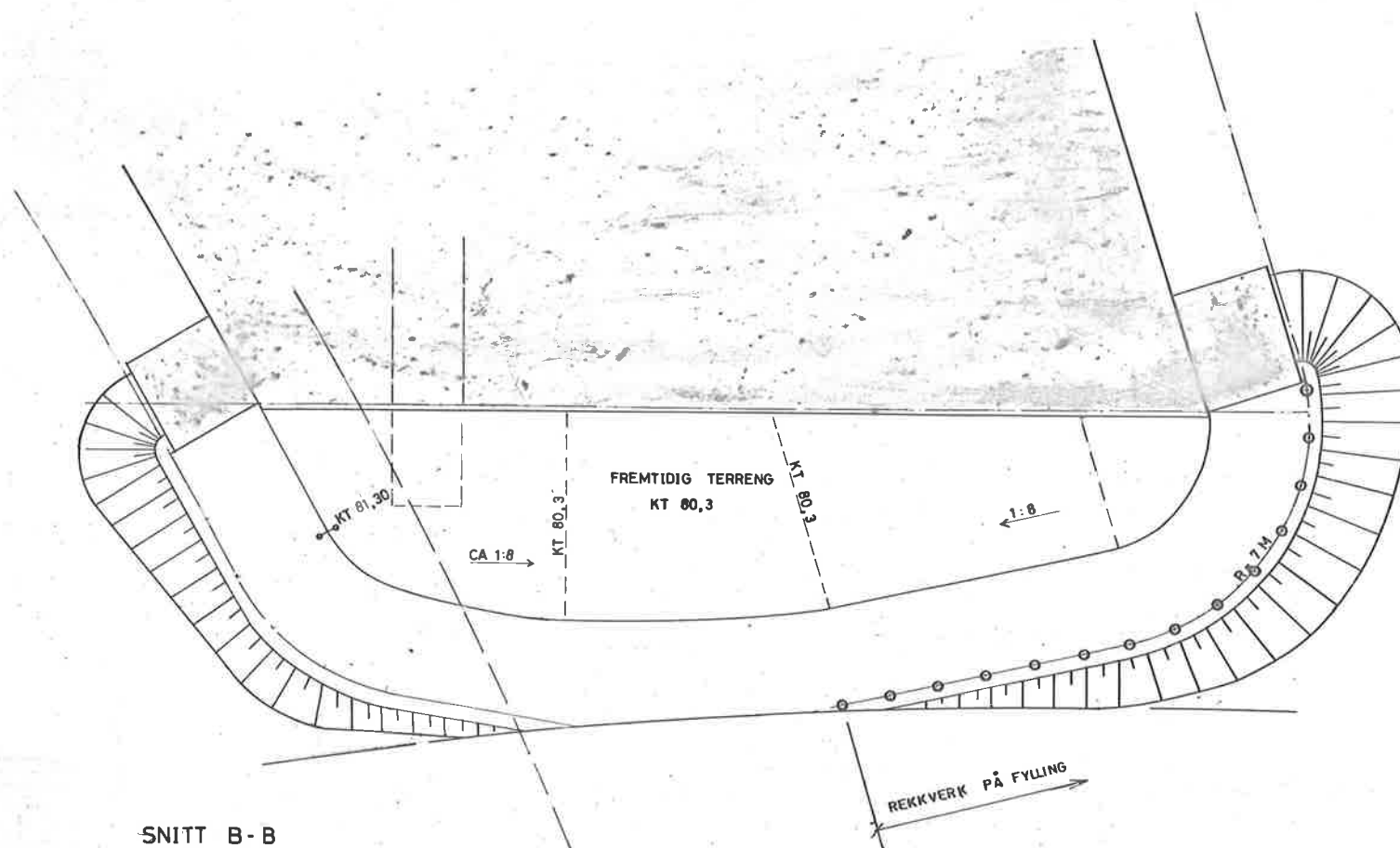


I hvert snitt er kun vist
armeringen i snittet. Annen
armering er vist i den
utstrekning den har betydning

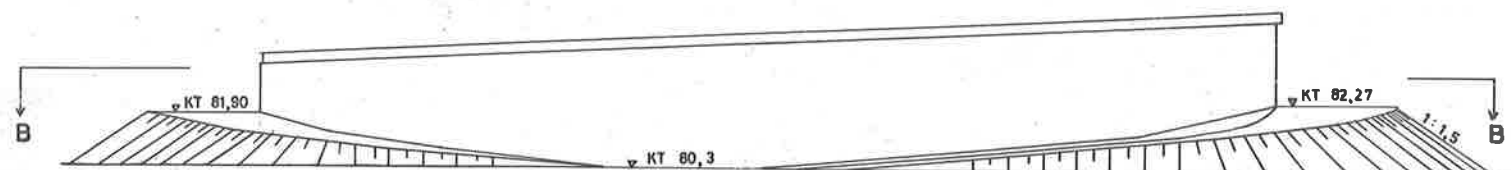
Armering av pelenode 77 - 78
lik den for 79 - 80



Hytelast ØV lastforstør	b			
Ulf klasse	a	Pel 77-78 flyttet ca 80 cm vest	RIS	174
B	skisse	skisse	skisse av	skisse
Spiklasse		Oslo Veivesen	Tegn. R.T.S	271.6
I		Bro i Grenseveien	Kor. Nig	46.6
Betong		Søndre landkar	Rt.	
B 300		Frontvegg, Detaljer	Mål 1:50	
Dreks		Førskoling- og arm.plan	Mål 1:50	
J8 mm				
Armering				
K.50, +0.5				
SJ7				
		DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, BOK 2		797-49
		PARKVEIEN 57 - SENTRALBOK 54 45 80		



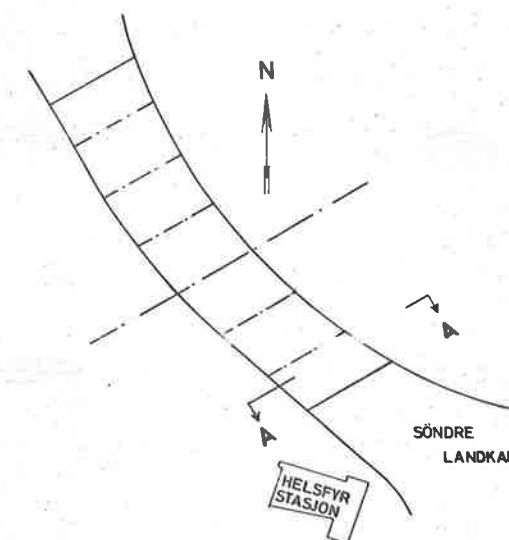
SNITT B-B
1:100



OPPRISS A-A
1:100

KUN FRONTVEGG OG
FYLLING INNTEGNET

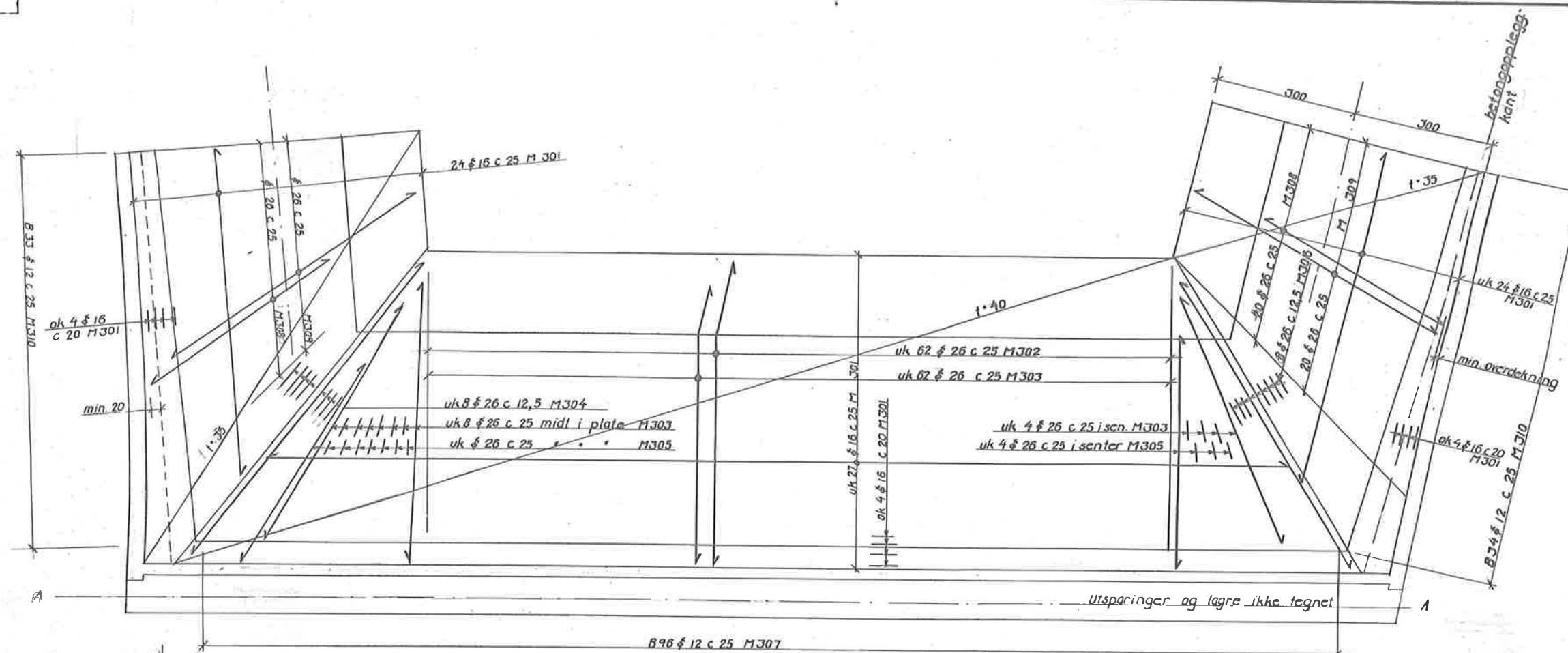
GANGRAMPEN HAR ET FALL PÅ
1:8 LANGS INNRE REGULERINGS
LINJE
KOTEHØYDER GJELDER OK ASFALT
(FORTAU)
DER FYLLES MED IKKE TELEFARLIGE
MASSER.



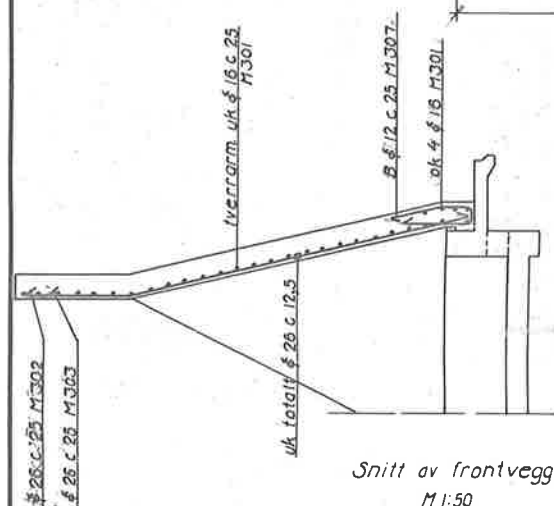
Nytteløst QVV'S
LASTFORSKR.
Utl. klasse B
Sp. klasse I
Betingelse B 350
Dybde 38 MM
Armering

STOLPER		RIS 005,70	
Størrelse	Antall	Størrelse	Antall
OSLO VEIVESEN		Størrelse	2.5.67
BRO I GRENSEVEIEN SØNDRE LANDKAR FRONT TERRENGFYLLING FORSLAG		Størrelse	1:100
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		Størrelse	797-50

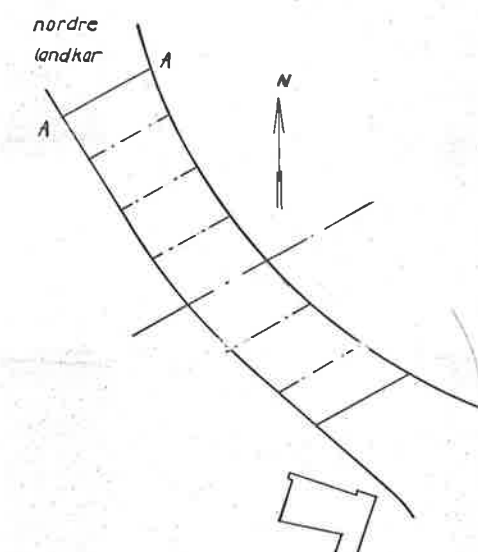
Der platearmeringen
dreies, gjelder c-avstand
i platemidte.



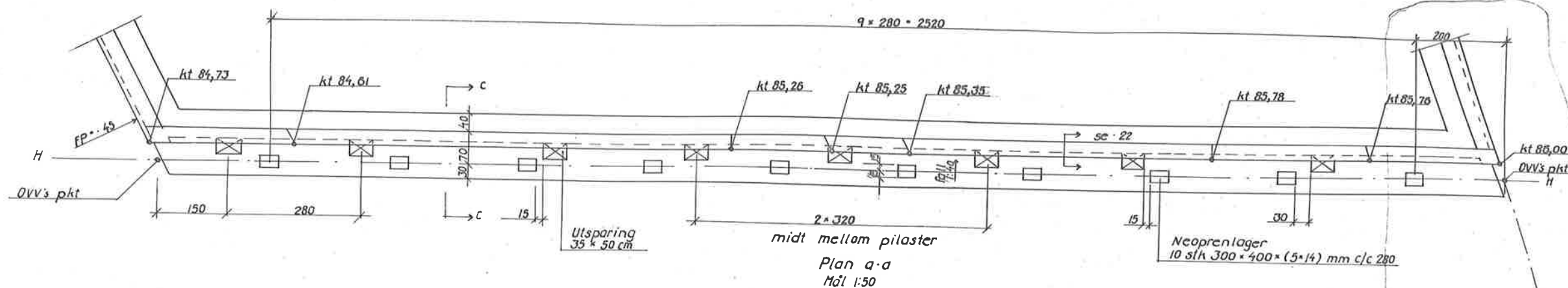
Snitt b-b
Nordre landkar
Avlastningsplater
Mål 1:50



Snitt av frontvegg
Mål 1:50



Myndighet ØVV's lastforskr UNM B Sp.Masse I Belast 350 Densit 38 mm Armering Ks 50 St	TUSJET		M.J.S. 19.4.67	
	Oslo Veivesen		Tegnet R.J.S. 19.4.67	
	Bro i Grenseveien		Mål 1 cm og 10	
	Nordre landkar		Målsholdt	
	Avlastningsplater		1:50	
	AP			
	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797.51a	
	PARKVEIEN 57 - TELEFON 54 43 49			



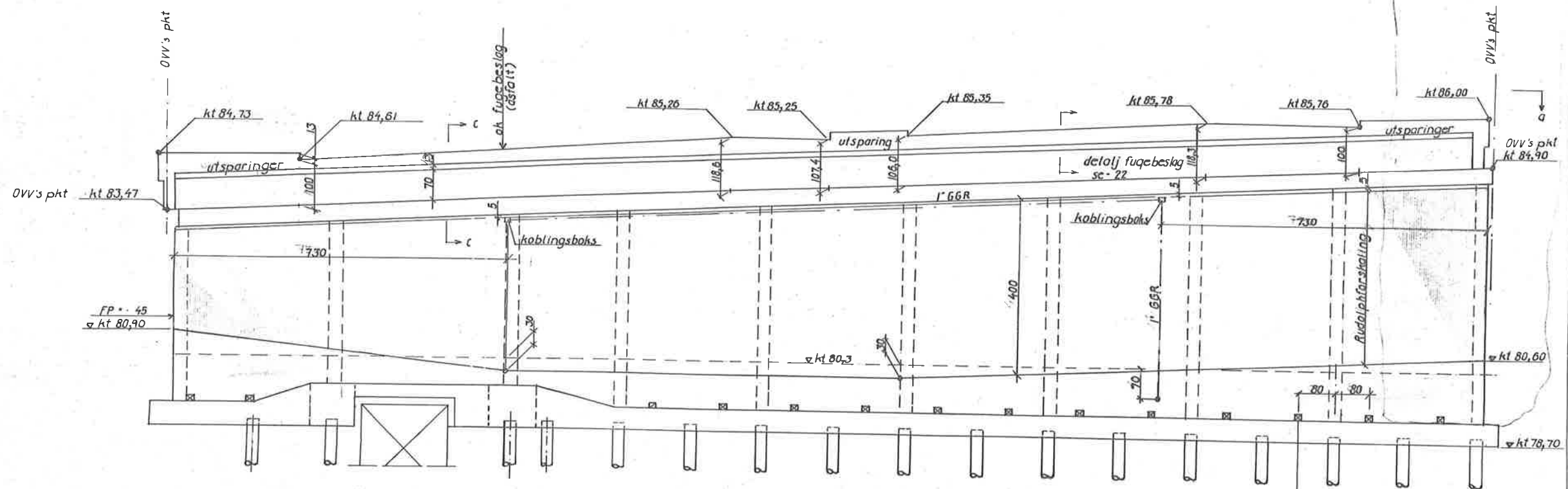
Ved tilvirkning av fugebeslag må en ta hensyn til at overgang fortau (midt-røtt) - vegbane er skrått på fugen. Kotehøyder for fugebeslag gjelder for ok beslag i fuge se 82

Utsparinger for E-verk i topp landkar se tegning 40

8 stk utsparinger 35 x 35 cm i toppbjelke

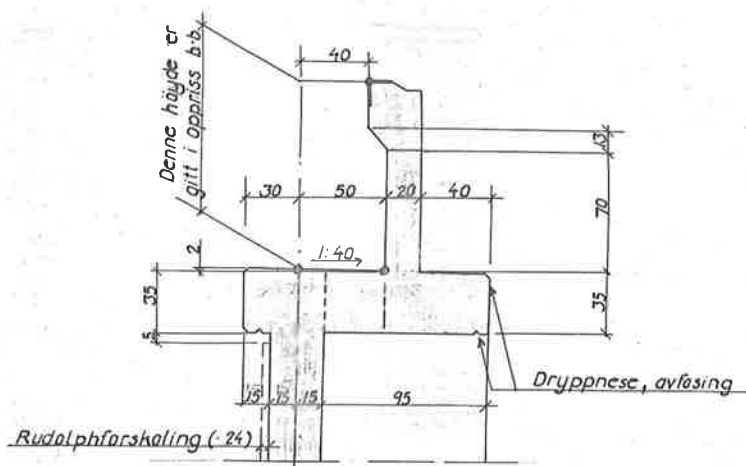
Elektriske monteringer se dessuten tegning B-9182 fra E-verket.

Neoprenlagre monteres på betongputer. Armering se tilsvarende for SL

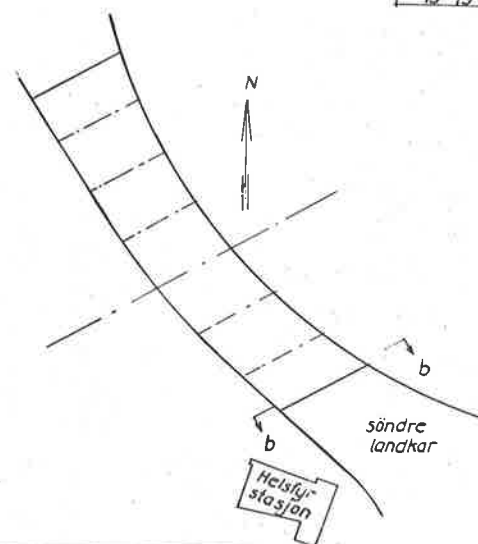


Utsparinger 15 x 15 cm c/c 180

Oppriss b-b Søndre landkar Mål 1:50



Snitt c-c Mål 1:20



AN3UD

Prosjekt OVV last forsket Ulf Klæne	Prosjekt Pel 77-78 flyttet ca 80 cm vest	Revisjon RJS 28/4.00
B Spåskasse 1	Oslo Veivesen	Tegning RJS 232.67
Betong B 350 Diameter 38 mm Armering Ks 50,40S St 37	Bro i Grenseveien Søndre landkar Frontvegg Forstøttingsplan	Mål i cm og m 1:20, 1:50
	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2	797.52a

Totalt 20 stk

53

retningsföres opp

retnings spesifikasjon

30

60

20

2.5 cm asfalt

2.5 %

2.5 cm asfalt

20

19.5

24

Kantsten: type Danskesten
spesial
totalhöyde 19,5 cm
24

10 30 60
(25) (65)

Snitt normalt på rekkverk
M 1:20

2" stål rör St 00
t = 2,5 mm

rekkrerkskjöt se datalj

prefab. rekkverkselement
FP .. 56
AP .. 24

Rudolph forskaling - 24

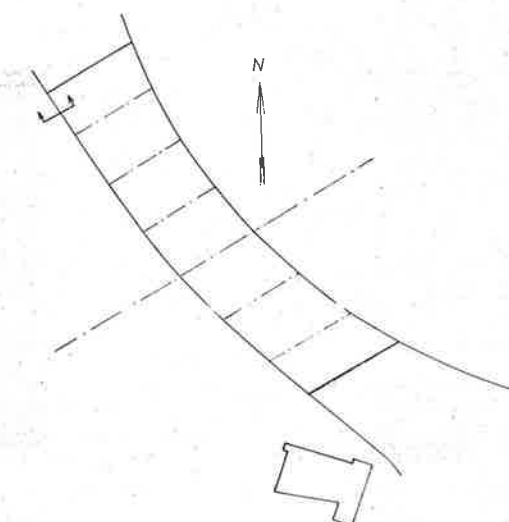
Jveisen utföres på
laveste (landkar) side

☒ (kontinuerlig)

~ 15 cm skjölneos

Detalj av rakkverkaskjøt
M 1:2

Snitt b-b
hjørne av landkar
M 1:20



Myndighet ovv's lastforord Ullmann	b							
	*							
	Merke			Endring			Kontroll av	Endring
B		Oslo Veivæsen					Page RJS	52
Sp. Mann							Rev. 12/7	12/7
I							gitt	
Datoeng 2000		Bro i Grenseveien					Stilt i usei og ut	
350		Dotaljer ved ekspansjonsfuge					Stilt i usei og ut	1:2, 1:20
Datoeng 2000								
38 mm								
Arbeids K20,403		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2						797-53
17		MARVING 17 - SØNDREKYST 35 45 18						

Koter i pelepunkter
gjelder ok asfalt

Terrfenghøydene er noe
usikre da de er tatt
fra den geotekniske
konsulents rapport med
interpolasjon.

Entreprenørens oppfylting
for første byggetrinn
er skravert.

Entreprenørens totale
oppfylting, se 41

Østre veibane m/ rabatt
og skråning a-a-a
fylles av DVV
(eksklusiv skravert del)

Helsgr stasjon

midlertidig kjørefelt
ca 14,5 m

Snitt av fyllingen i pelenr
se 55



Hyttesed DVV's lastforskr.

Urf klasse B

Sp klasse I

Betong B 350

D maks 38 mm

Armering

Oslo Veivesen

Bro i Grenseveien
Søndre landkar
Fylling for midlertidig trafikk

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2

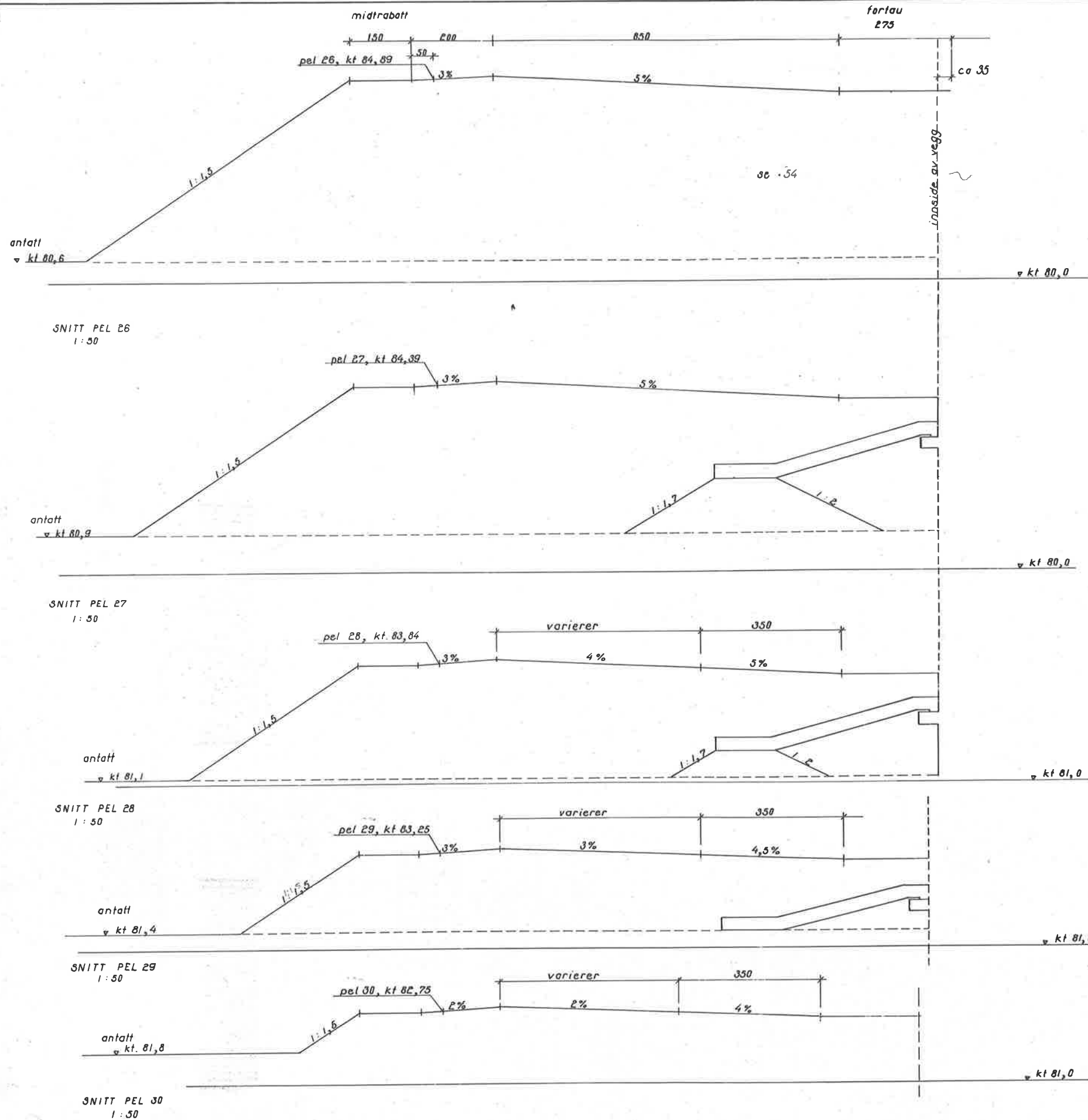
Prosjekt nr

Rev.

Skala

1:100

797-54



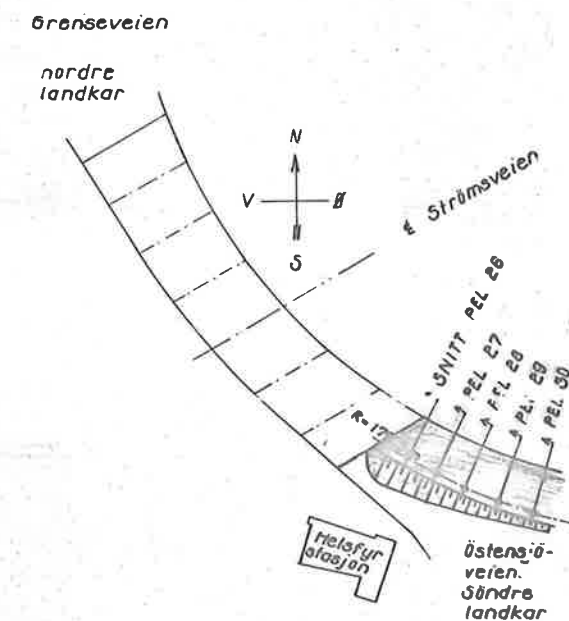
Midlertidig fylling av søndre landkar, østre kjørefelt.
Se også tegning 54, - 41

Ekstra oppfylling m/kantsten for fortau og midtrabatt ikke inntegnet.

Koter i pelepkt. gjelder ok asfalt.

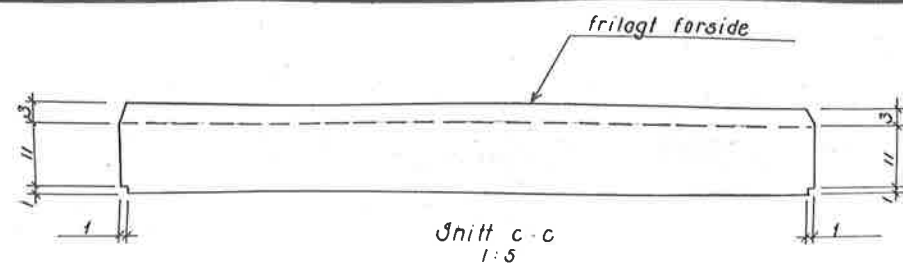
Terrenghøyder er noe usikre da de er tatt fra geotekn. konsultants rapport ved interpolasjon.

E-verket skal ha kabler nedgravd i fortau og midtrabatt. E-verket varsles for fylling skjer.

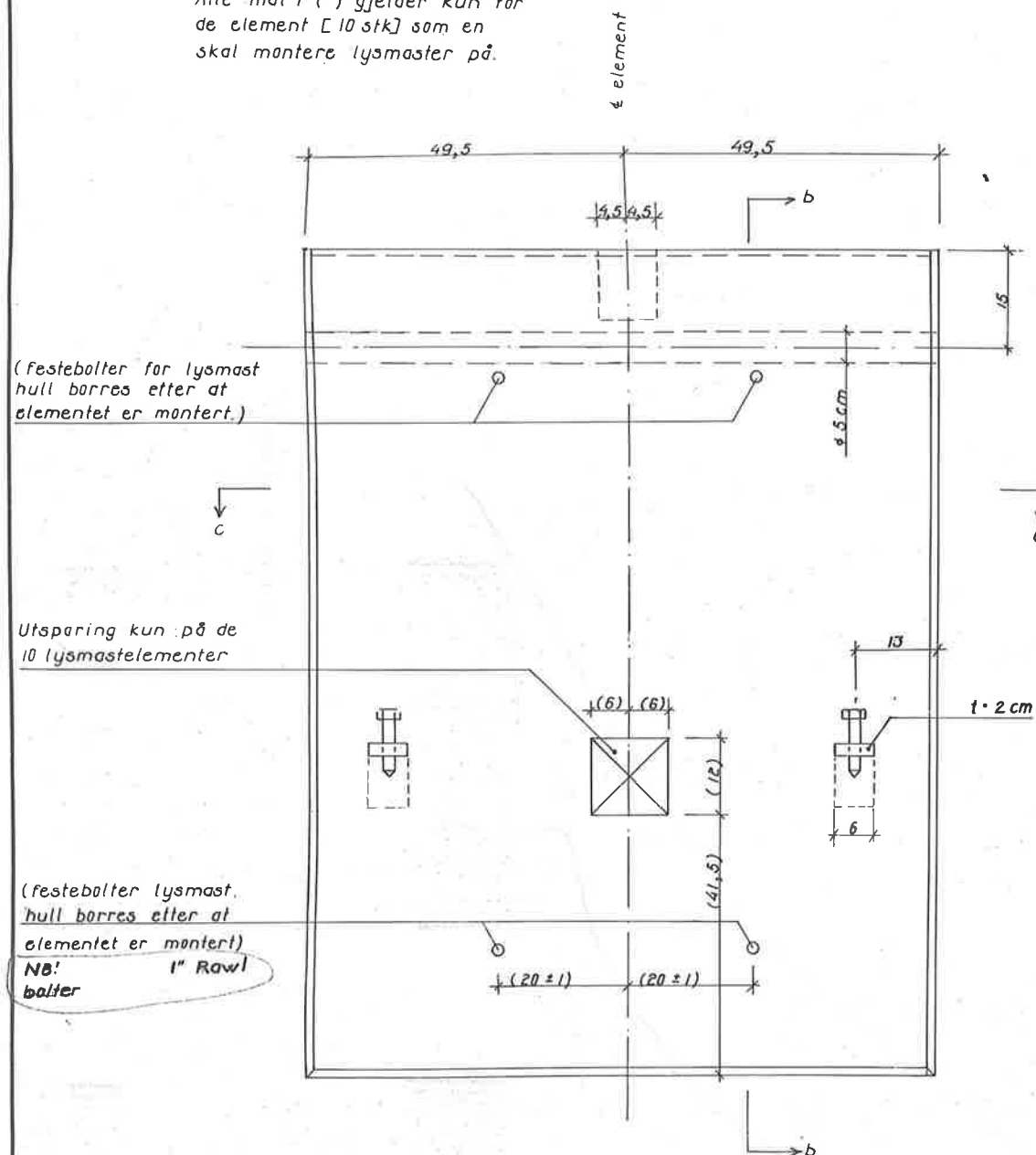


Nyttelast
D.V.V.'s lastforskr.
Lst. klasse
B
Sp. klasse
I
Betingelse
350
Densitet
38 mm
Anmerkning

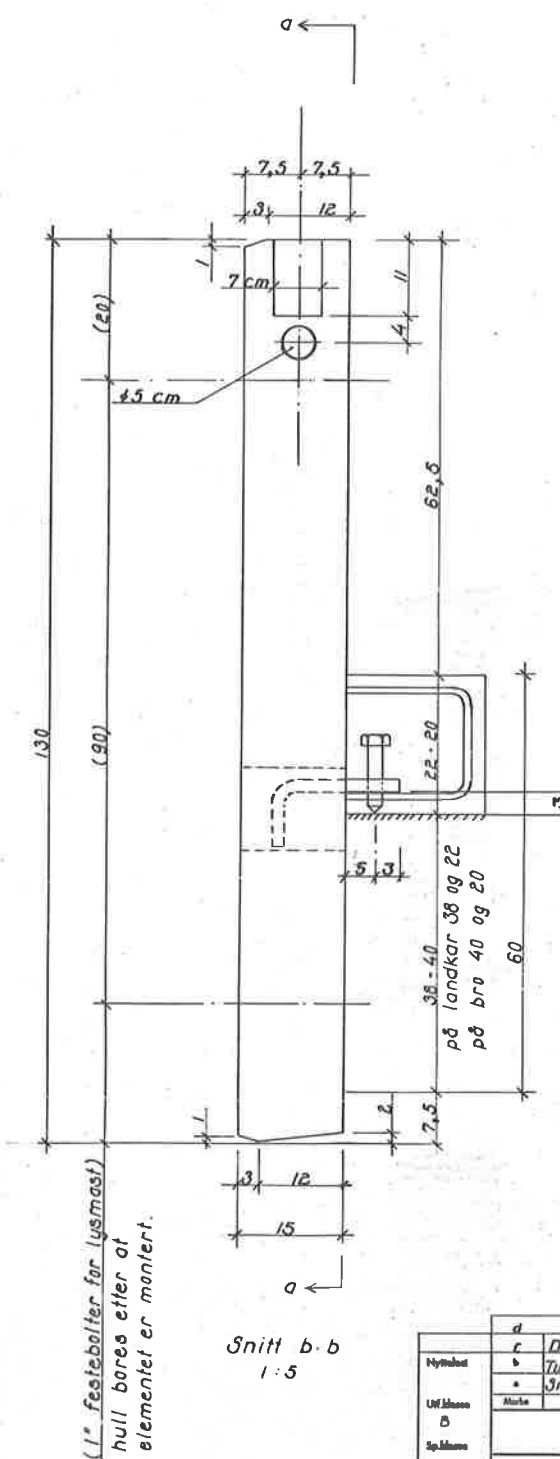
Mark	Prosjekt	Brukt av	Dato
Oslo Veivesen	Bra i Grenseveien	Van RJS	14.6.67
Søndre landkar	Fylling, snitt		
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2			
797-55			



Alle mål i () gjelder kun for de element [10 stk] som en skal montere lysmaster på.



Oppriss a-a
1:5



Snitt b-b
1:5

Armeringsplan se tegn. -24

Totalt antall element

Nordvestre landkar : 9 stk
Nordøstre landkar : 9 stk
Vestre brødel : 116 stk
Østre brødel : 116 stk
Sydvestre landkar : 16 stk
Sydøstre landkar : 11 stk
Totalt : 279 stk

Derav 10 stk elementer for montering av lysmaster. (disse elementer har samme formtegning, med noen detaljer i tillegg, se a-a) og mer armering, se -24 a.

Den frilagte forside skal godkjennes av byggherren.

Boring av hull for feste av lysmaster utføres i samråd med Oslo Lysverker. (se anbud)

Justerbolter:
Sort sekshantskrue
3/4" gjenger, 1-3"
gjengelengde 70 mm
(Dette gir justerman opp + 2 cm ned - 3 cm)

ANBUD

d	RJS	25.9.67
c	Diverse detaljer	RJS 12.6.67
b	Tusjet	RJS 24.6.67
a	Snitt c-c	RJS 25.6.67
Mark	Stille	RJS 25.6.67
Utskutt		
Sp. Mønst		
I		
Belast		
600		
Plank		
Armering		
Ex 403		
57		

Oslo Veivesen

Bro i Grenseveien
Prefab rekkverksølement
Førskalingsplan

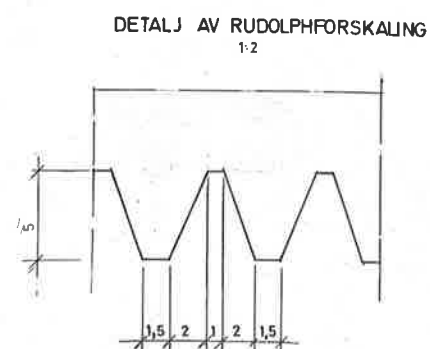
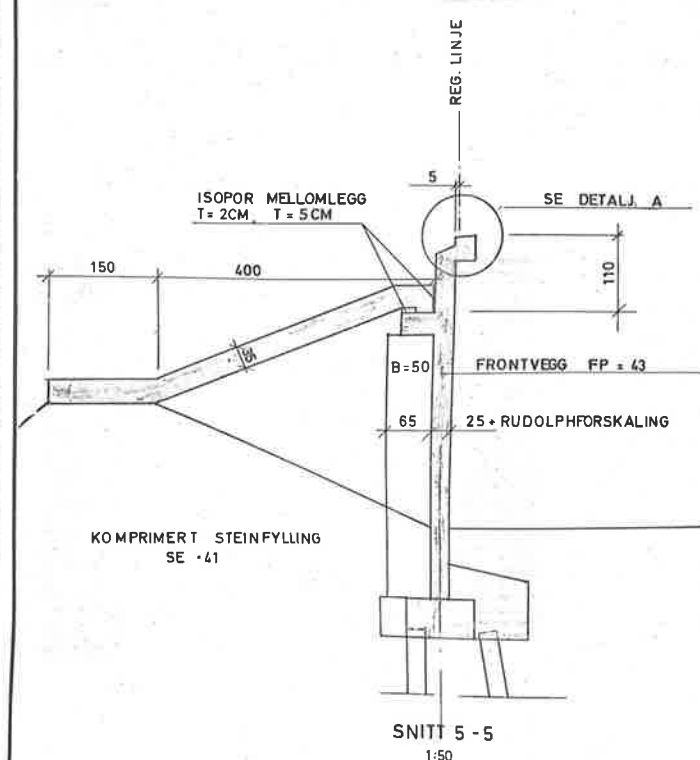
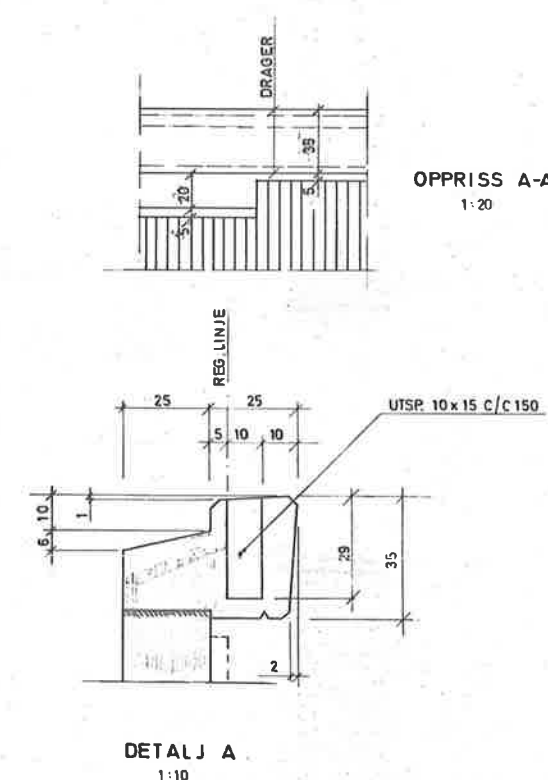
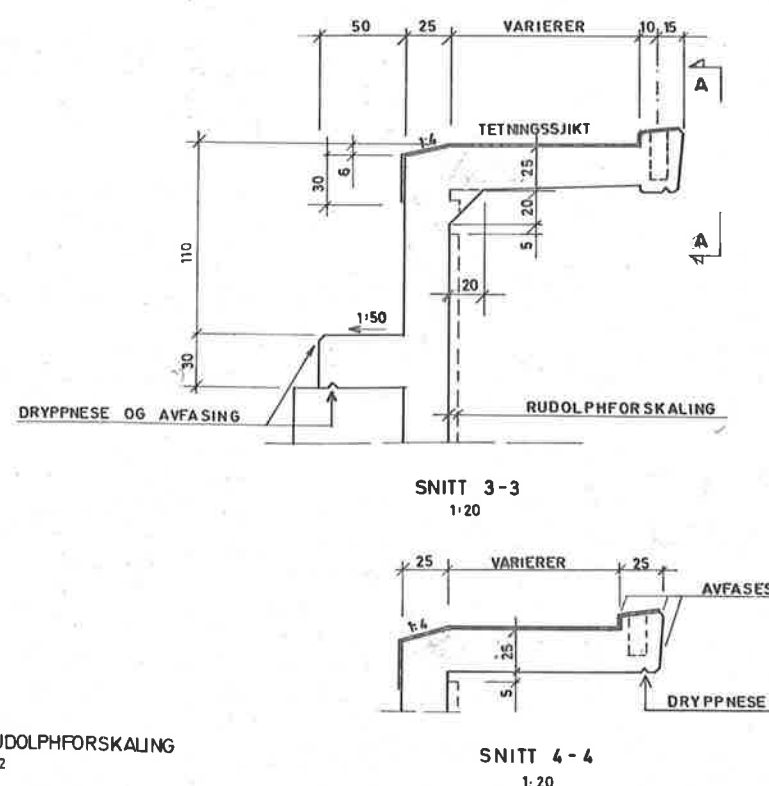
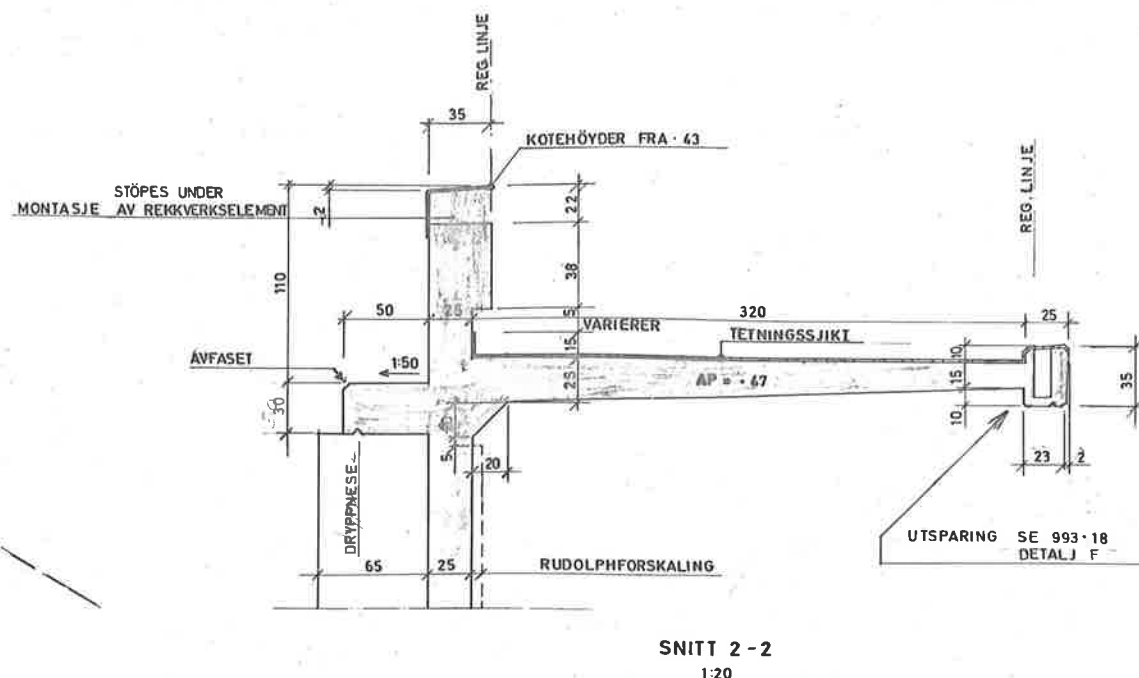
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2
FØRSTEN 57 - BOKFØRINGS 54 45 08

797-56d

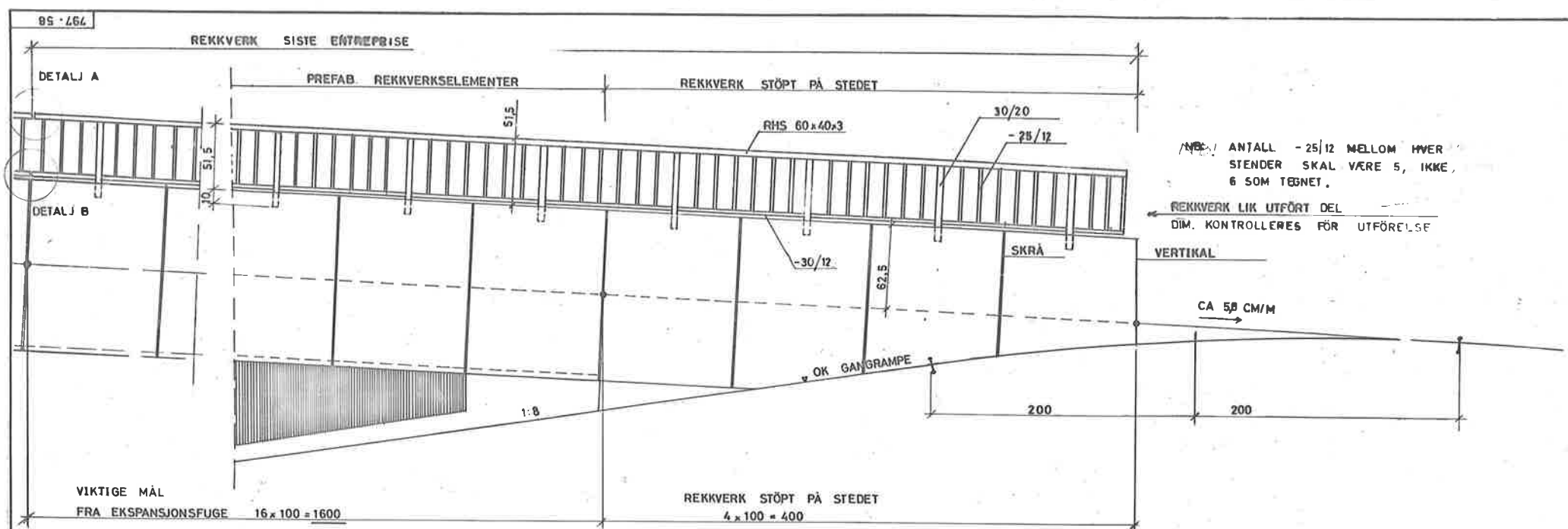
UTSPARINGER FOR GANGREKKVERK
10 x 15 x 29 CM C/C 150

ALLE KOTEHÖYDER ER GITT I
REGULERINGSLINJEN FOR VEGG

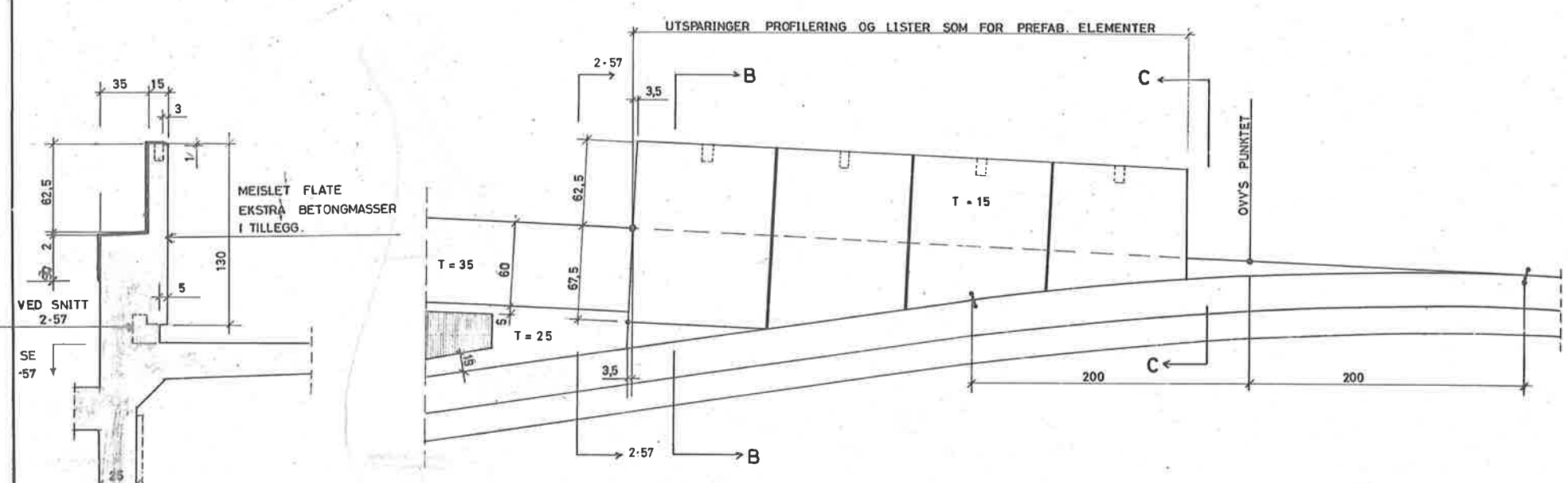
TETNINGSSJIKT KUN VIST PÅ SNITT 2-2



Hystelart O.V.V.'s LASIFORS	h	ERSTATTER		57 A		
Utskrift	s					
B	Merket	Riketsnavn			Beskriv. av	Dato
Sp. klasse	OSLO VEIVSEEN				Tegn.	R.J.S. 20.5.78
I	BRO I GRENSEVEIEN				Kfr.	
Betegn.	SÖNDRE LANDKAR				Kfr.	
n 350	VESTRE VINGEMUR				MM i om seg in	
D.mått	SNITT				MM-mått	
38 MM					1:10, 1:20, 1:50	
Armering	DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2				797-578	
Kr. 50,405	PÅRVEIEN 17 - SENTRALGARD 66 45 60					
B. 37						

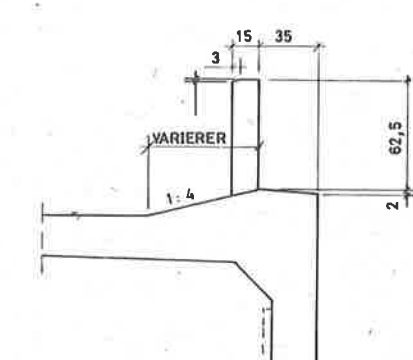


OPPRISS A-A AV REKKVERK OG VEGG OVER GANGRAMPE
1:20



SNITT B-B
1:20

STÖPT REKKVERK
1:20



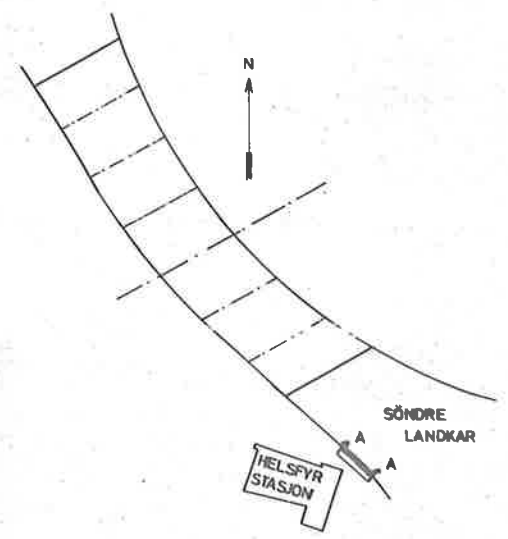
SNITT C-C
1:20

SE TEGN - 43

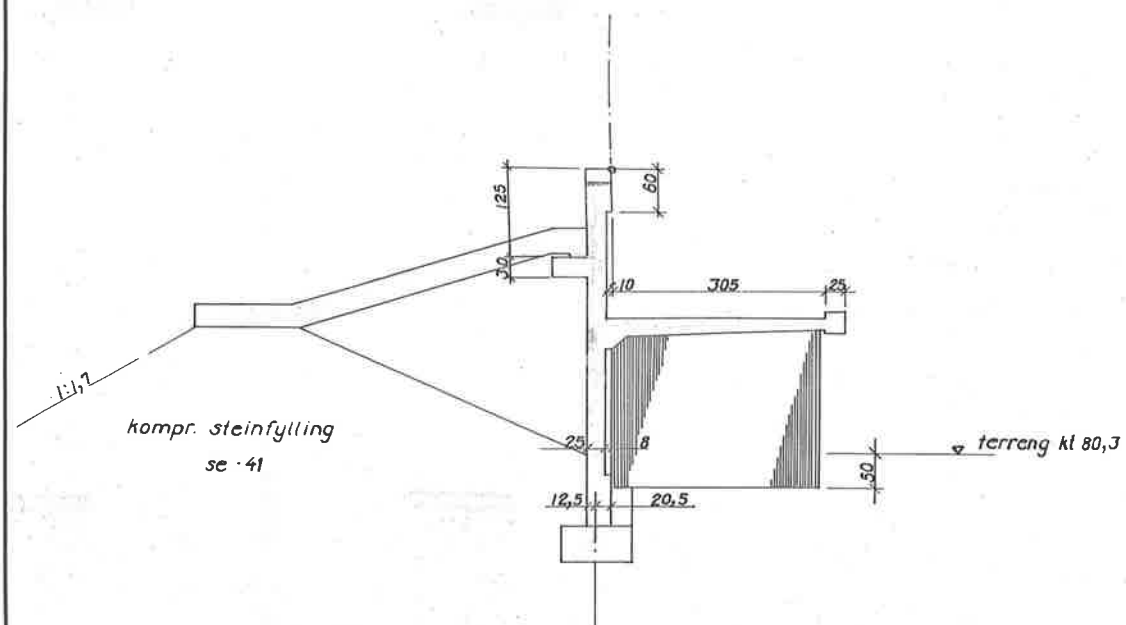
UTSPARINGER FOR REKKVERK LISTER OG PROFILERING PÅ BEGGE SIDER AV REKKVERK UTFØRES SOM FOR DE PREFAB REKKVERKSELEMENTENE

REKKVERK UTFØRELSE KVALITETER BEHANDLING ELLERS SOM FOR UNDERGANG TEGN. 993.

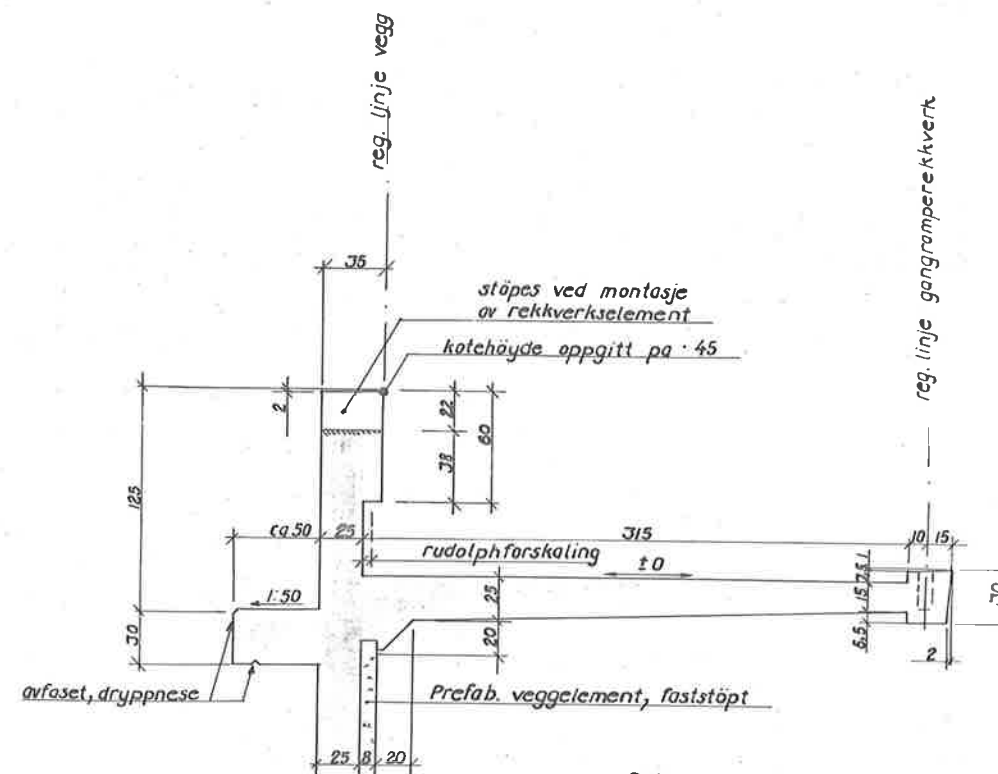
UTSPARING I BETONG-ELEMENT 9x7x11 CM



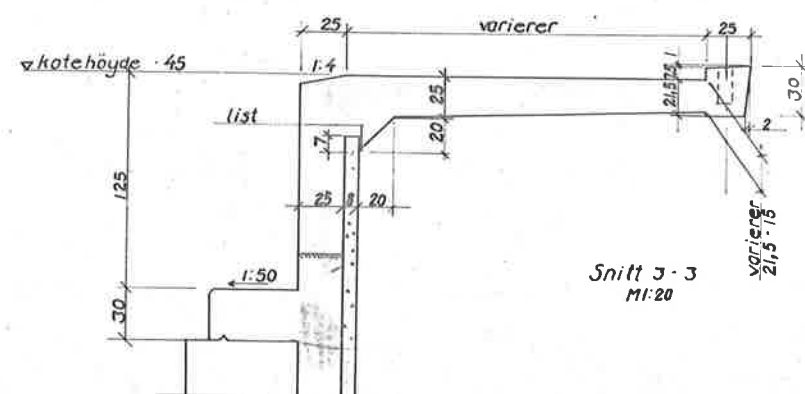
Bygghet	OVV'S LASTFORSKR.	Mark	DIVERSE DIM. STÅL GANGRAMPEREKKVERK	UTGÅR DIVERSE	RIS 05.5.70
Utf.komm	B	Mark			RIS 05.5.70
Sp. Adress	I	OSLO VEIVESEN			10.6.67
Betong II	350	BRO I GRENSEVEIEN SØNDRE LANDKAR SYDVESTRE VINGEMUR DETALJ, F P			1:20
Dynale	38 MM	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2			797.53c
Armering		PARKVEIEN 17 - RUTTELAND 50 45 00			



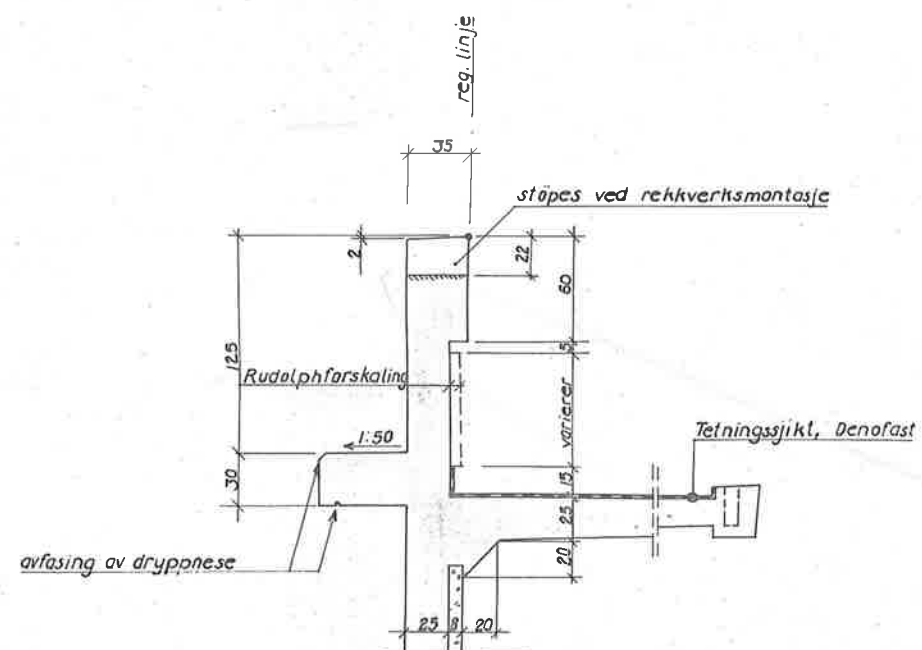
Snitt 1-1
M1:50



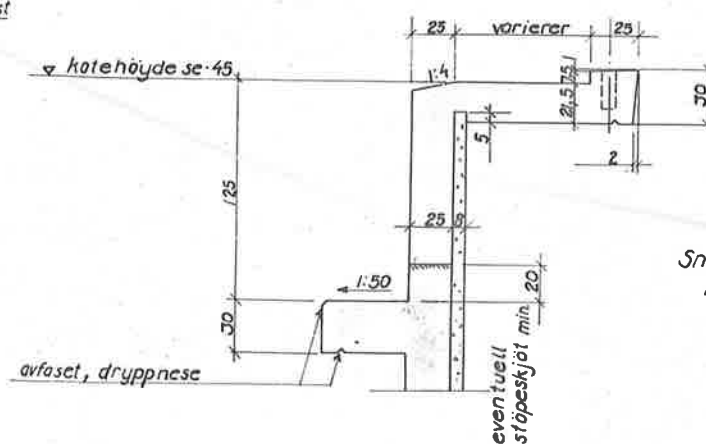
Snitt 2-2
M 1:20



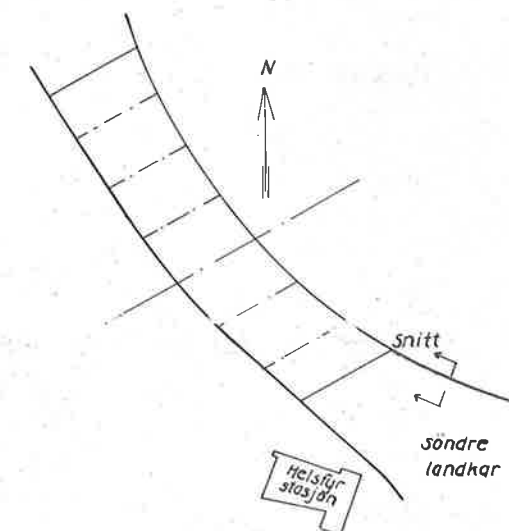
Snitt 3-3
MI:20



Snitt 4-4
M1:20



Snitt 5-5
M1:20



Snittene tilhører tegning 45
Alle hjørner på gangrampens
kantbjelke knekkes med
trekantlist.

Utsparinger for gangtrekkverk
8 x 8 x 22 cm c/c 200

Alle kotehöyder er gitt
i veggens reguleringslinje

Gangrekkverk se . 68

Prefab. veggementen FP = 61

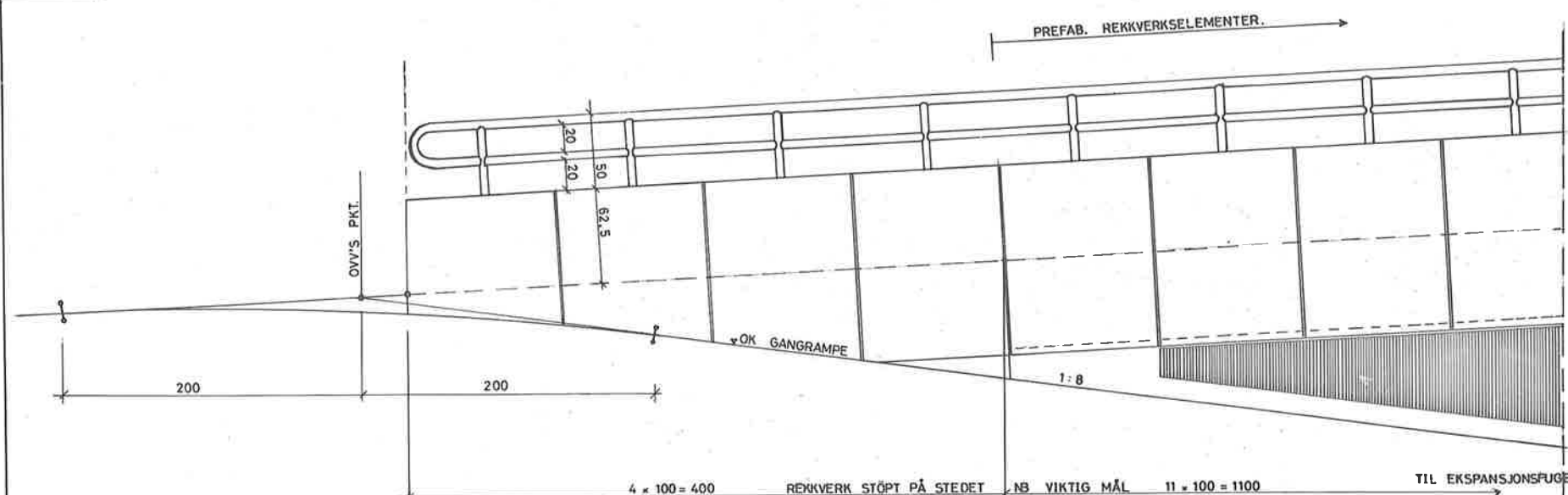
Tetningssjikt se snitt 4-4

[illegible]

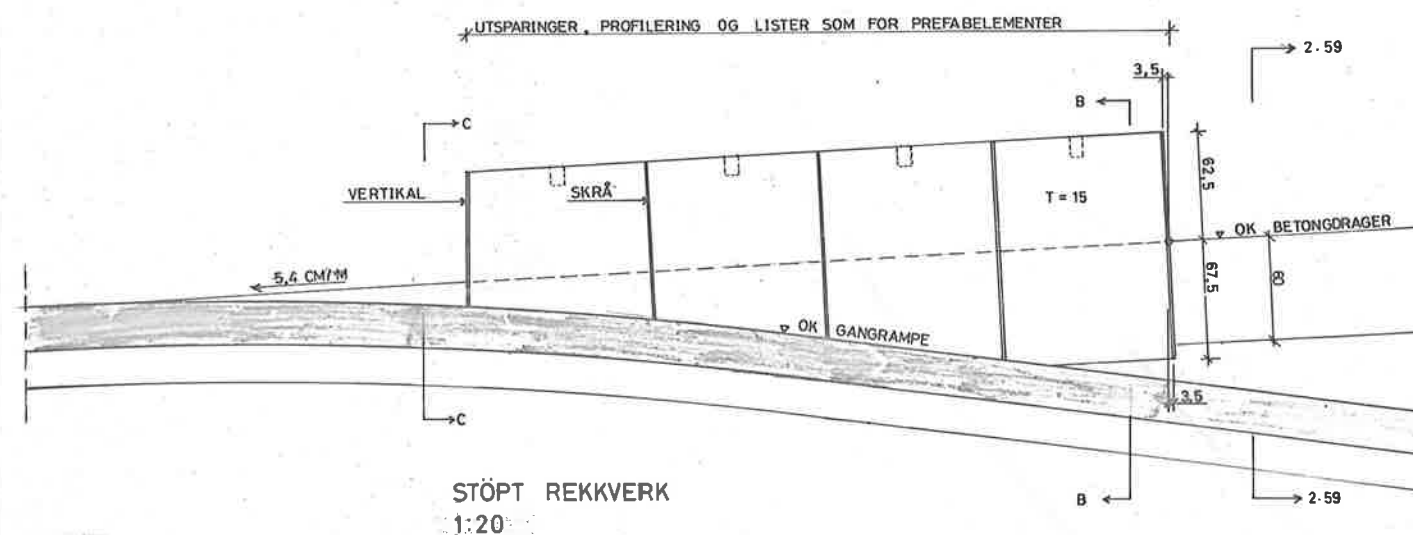
SE TEGNING - 45

ARMERING SE - 83

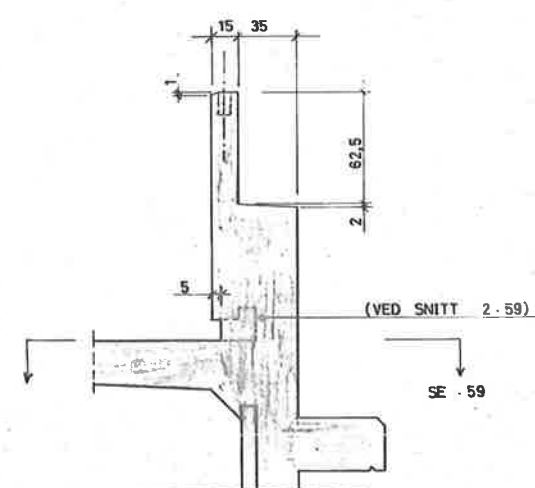
REKKVERKET PROFILERES
PÅ BEGGE SIDER SOM DE PREFAB.
REKKVERKSELEMENTENE



OPPRISS A-A AV REKKVERK
OG VEGG OVER GANGRAMPENIVÅ
1:20



STÖPT REKKVERK
1:20



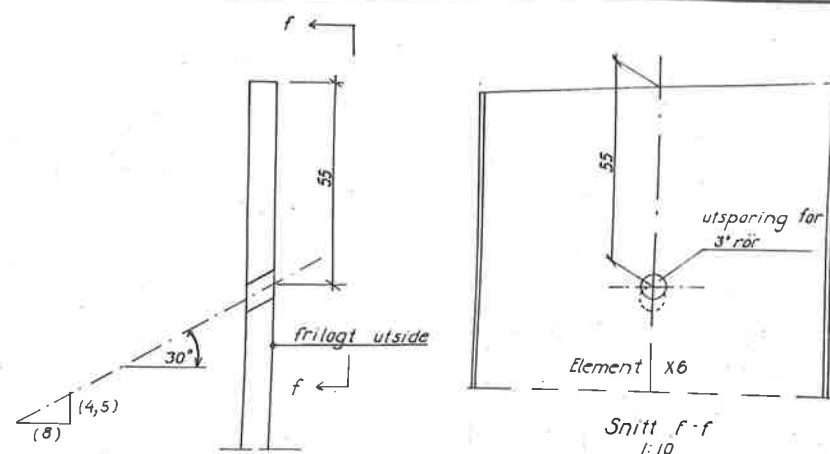
SNITT B-B
1:20



SNITT C-C
1:20

OVV'S
LASTFORSKR.
Nytteløse
Urf. klasse B
Ep. klasse 1
Bælgene 350
Dyrket 38 MM
Arbejdet

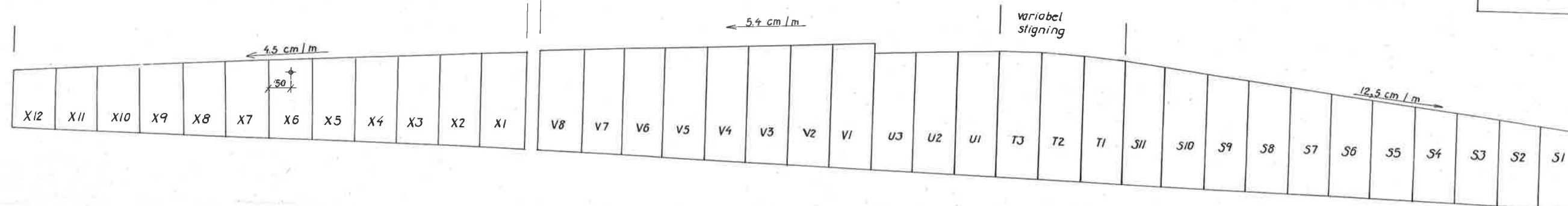
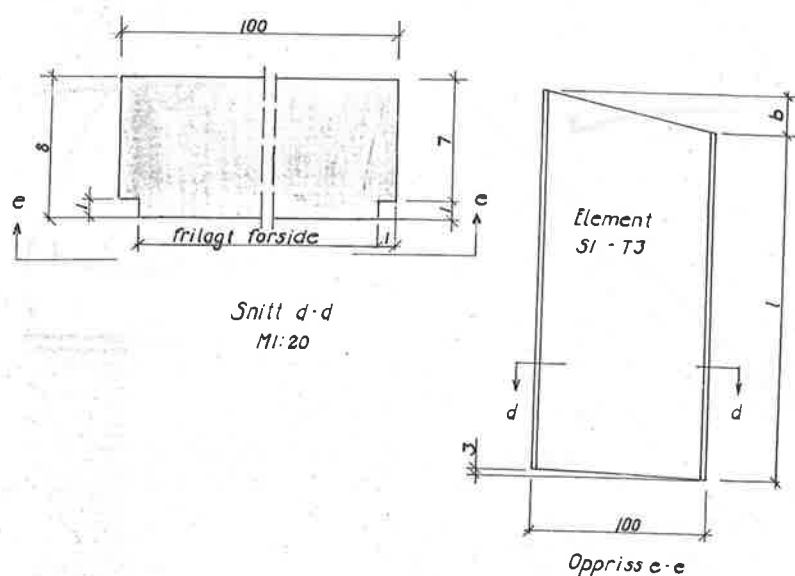
Merke	Fortsettelse	Nummer av	Dr.
OSLO VEIVESEN	BRO I GRENSEVEIEN SØNDRE LANDKAR SYDØSTRE VINGEMUR DETALJ 1/FP	Figur	B.S. 4.6
		Stør.	
		Mål i cent og mm	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		1:20	
PARAVEIEN 87 - SENTRALBORD 85 45 60		797-60	



Armeringsplan - 67

knfr. tegningene - 45, 20b

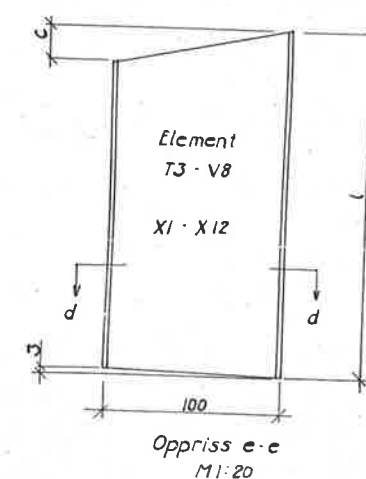
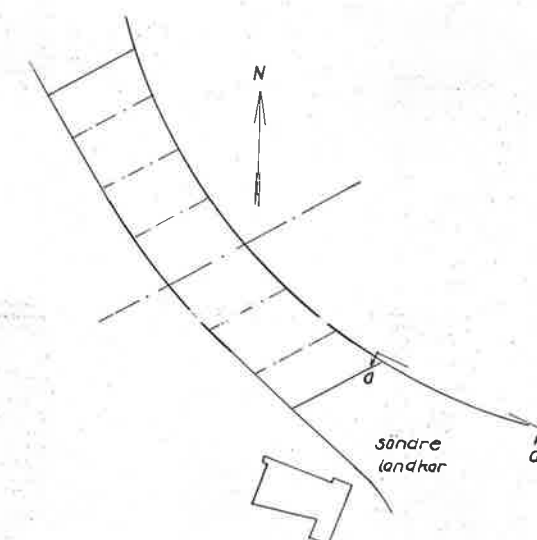
Byggherren skal

godkjenne den frilagte
overflateNB. Element X6 har
en utsporing for gjennom-
føring av 3" rør for
ledninger til E-verkets
lysmastOppriss a-a
1:50Snitt d-d
1:20

Elem- ent	l	c
X1	224	4,5
X2	216,5	4,5
X3	209	4,5
X4	201,5	4,5
X5	194	4,5
X6	186,5	4,5
X7	179	4,5
X8	172,5	4,5
X9	165	4,5
X10	157	4,5
X11	150	4,5
X12	142,5	4,5

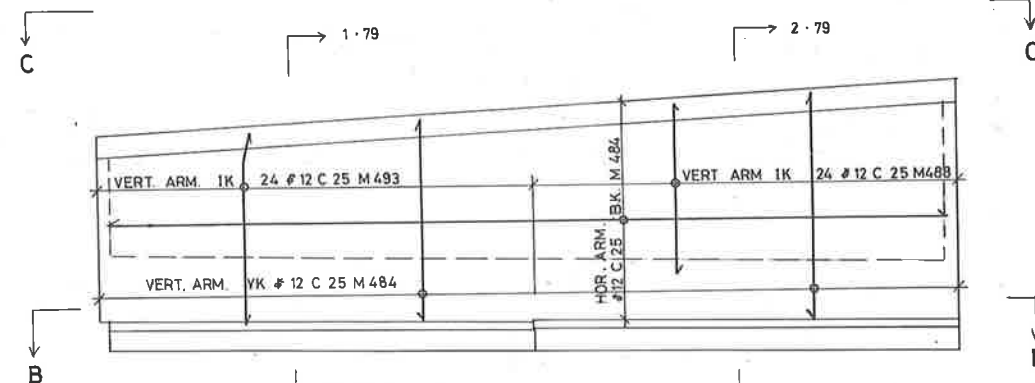
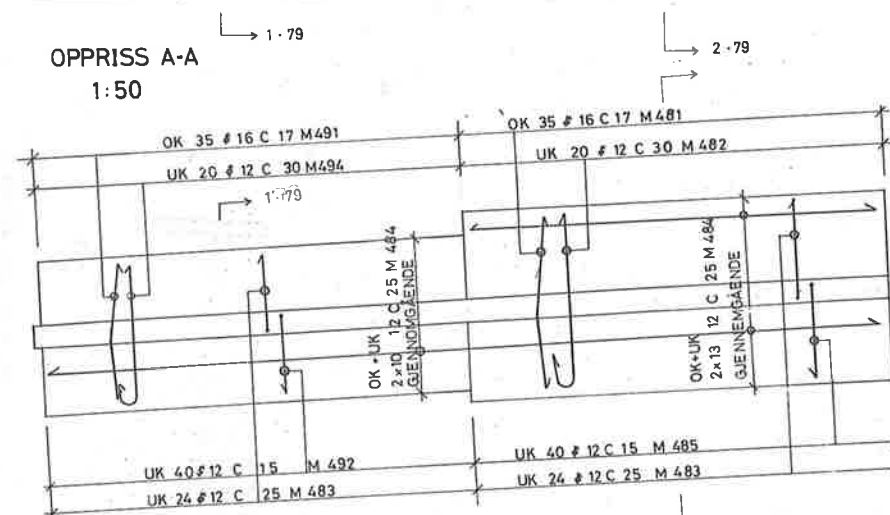
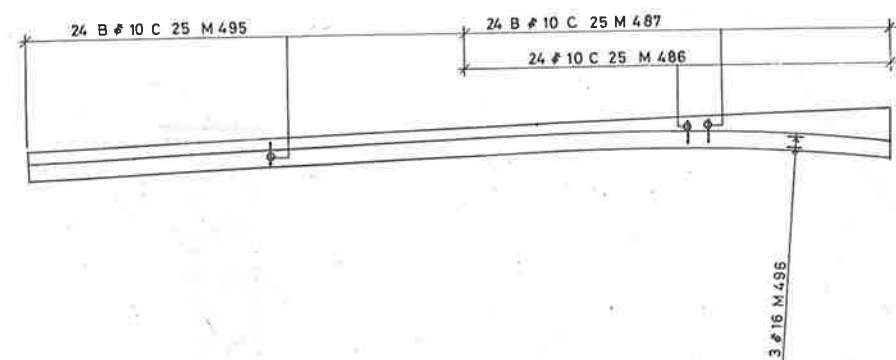
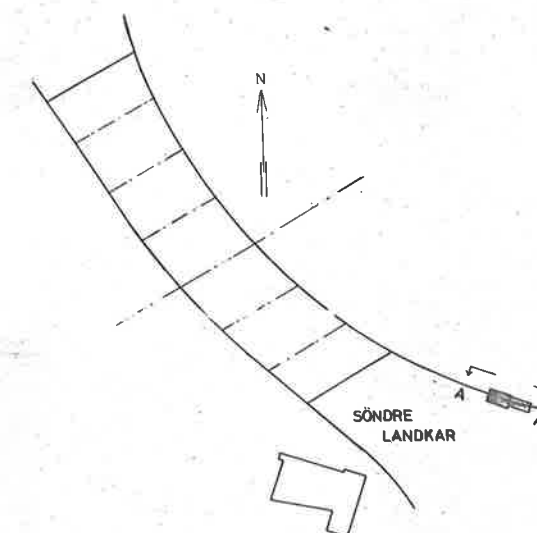
utsporing for 3" rør

Elem- ent	l	b	c
S1	180	12,5	
S2	189,5	12,5	
S3	199,5	12,5	
S4	209,0	12,5	
S5	218,5	12,5	
S6	228	12,5	
S7	238	12,5	
S8	247,5	12,5	
S9	257	12,5	
S10	267	12,5	
S11	276,5	12,5	
T1	286	9,5	
T2	292,5	5,5	
T3	295	0,0	0,0
U1	292		3,0
U2	286		5,4
U3	278		5,4
V1	292		5,4
V2	284		5,4
V3	275,5		5,4
V4	267,5		5,4
V5	259		5,4
V6	251		5,4
V7	242,5		5,4
V8	234,5		5,4

Oppriss e-e
1:20

Nydelst dyv lastfarsk Utklenn B Sp. klasse I Belang s 400 Dusks Armering Ks St	h * Marka Bulke	Utsparing i X6	RJS 14.4.67
			Dato
			Sign. RJS 23.2.67
			195-47
			Målestokk
			1:2, 1:20, 1:50
			797.61a

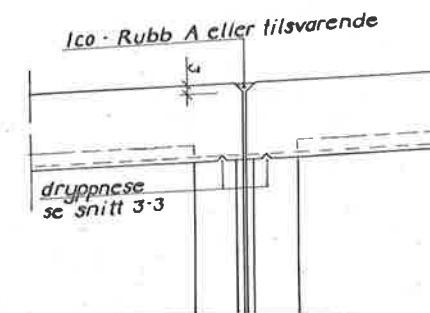
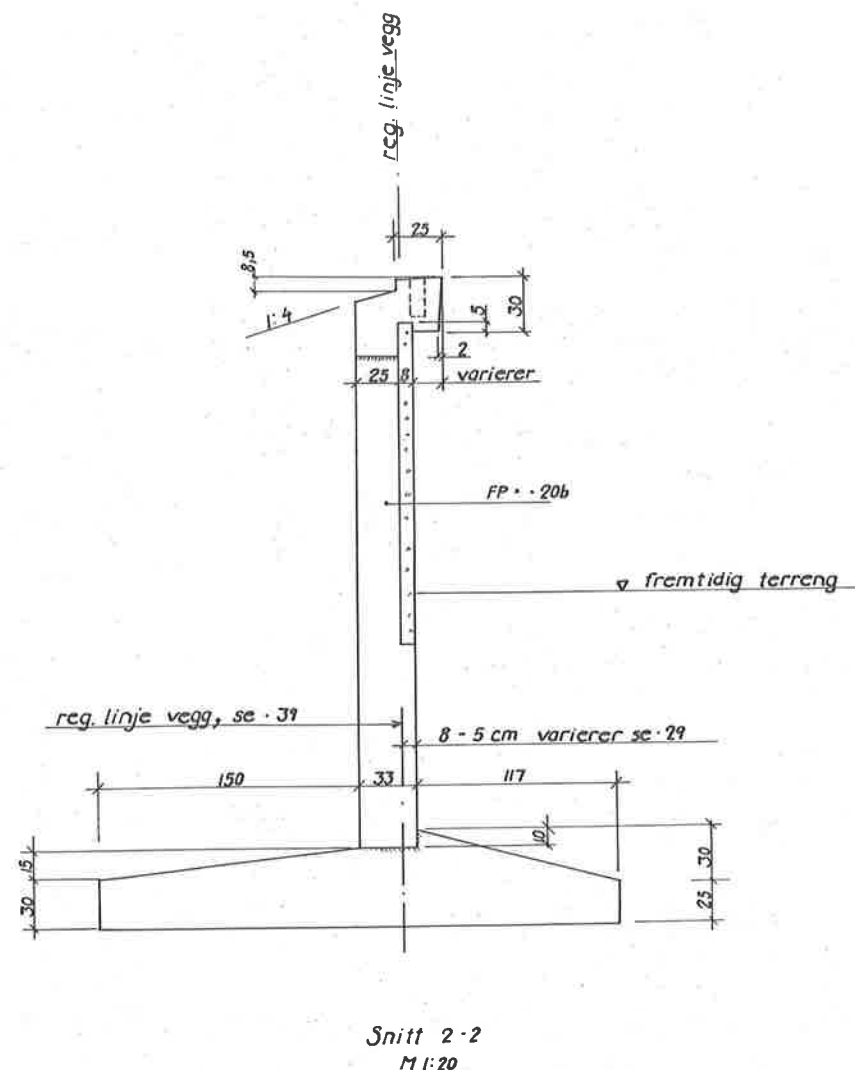
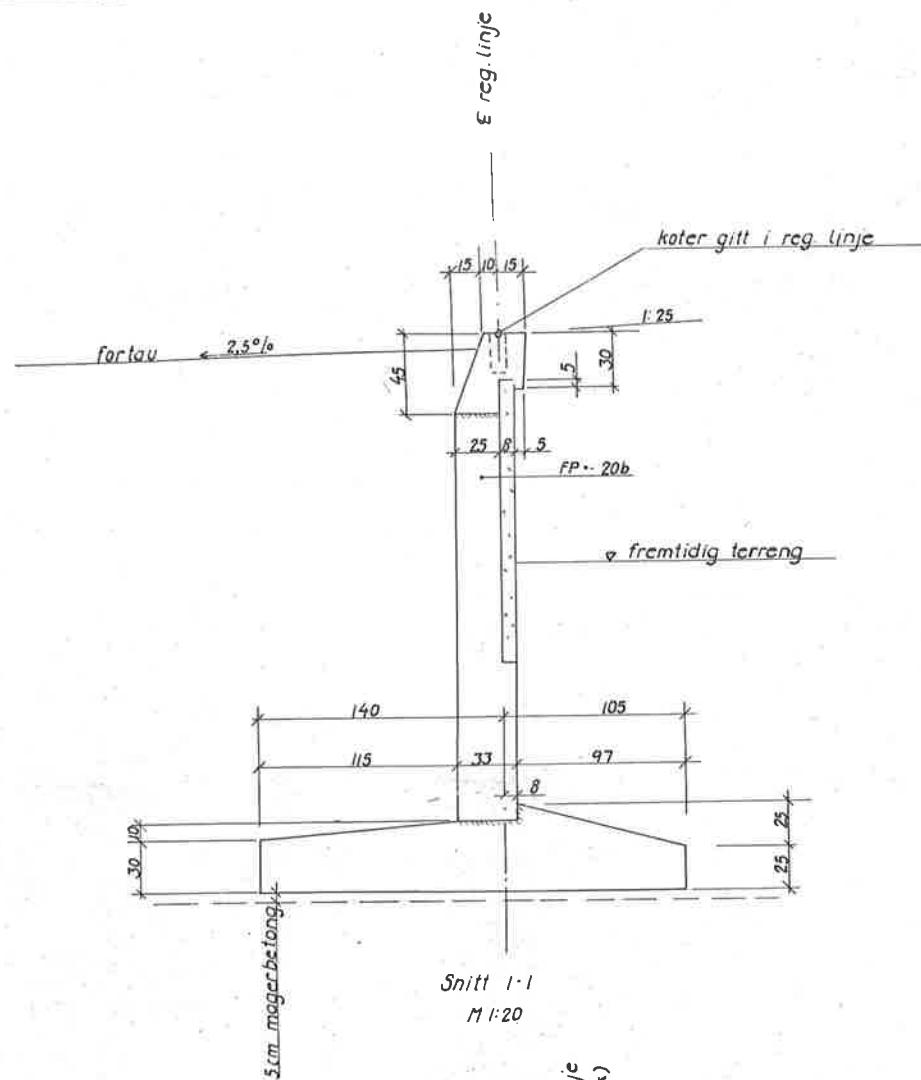
Oslo Veivesen
Bro i Grenseveien
Søndre landkar
Prefab. veggelementer
forskalingsplanDR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2
FARVEBILDE 57 - BENTJALFORD 34 43 68

KUN VEGGARMERING
ER VISTOPPRISS A-A
1:50KUN FUNDAMENTARMERING
ER VISTSNITT B-B
1:50KUN TOPP-BJELKEARMERING
ER VISTPLAN C-C
1:50

Hyttelast OVVS LAST-
FORSKR.
Utt.klasse B
Sp.klasse I
Betong B 350
D.maks 38 MM
Armering KS 50, KS 40 S

Merke	Størrelse	Antall av	Dim.
OSLO VEIVESEN	Tegn RJS	31.3.67	
BRO I GRENSEVETEN	Wp. H.L.		
SØNDRE LANDKAR	Kt.		
FRITTSTÅENDE STØTTEMUR	Skal i cm og m		
ARMERINGSPLAN	Målestokk		
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2	1:50		
PARKVEIEN 87 - SENTRALSTADEN 06 45 90			

797.64

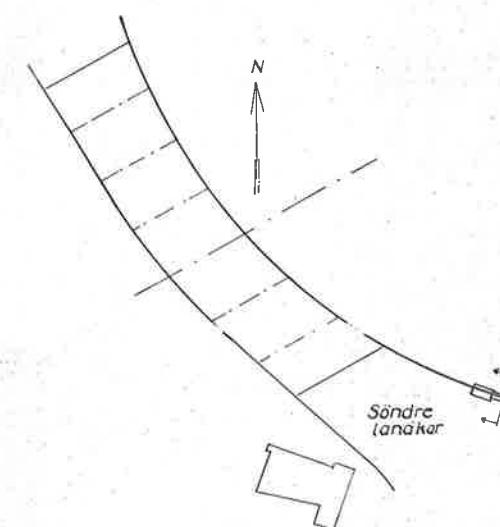
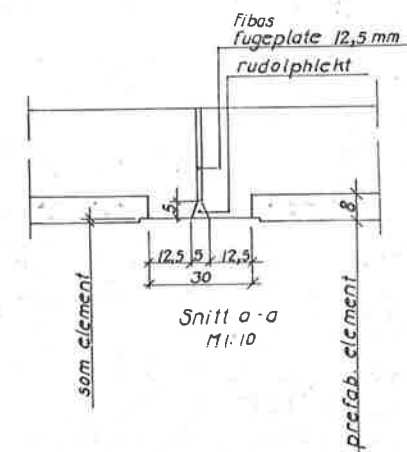
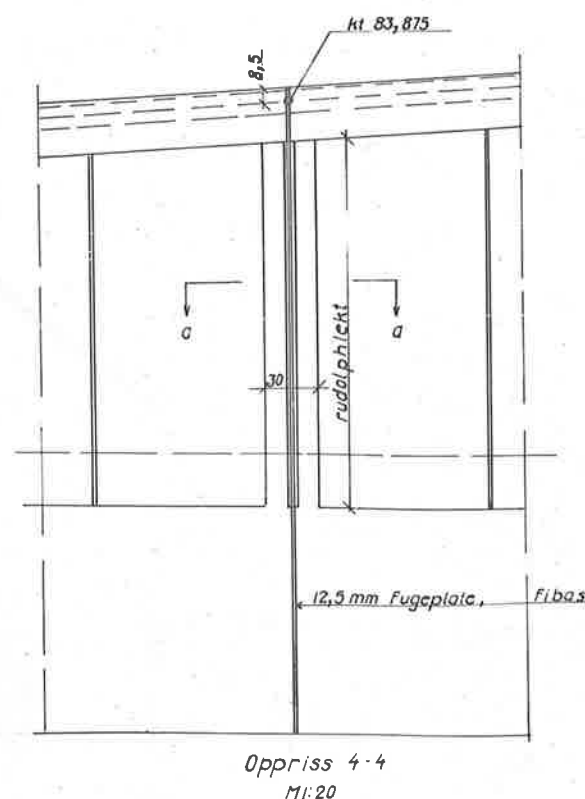
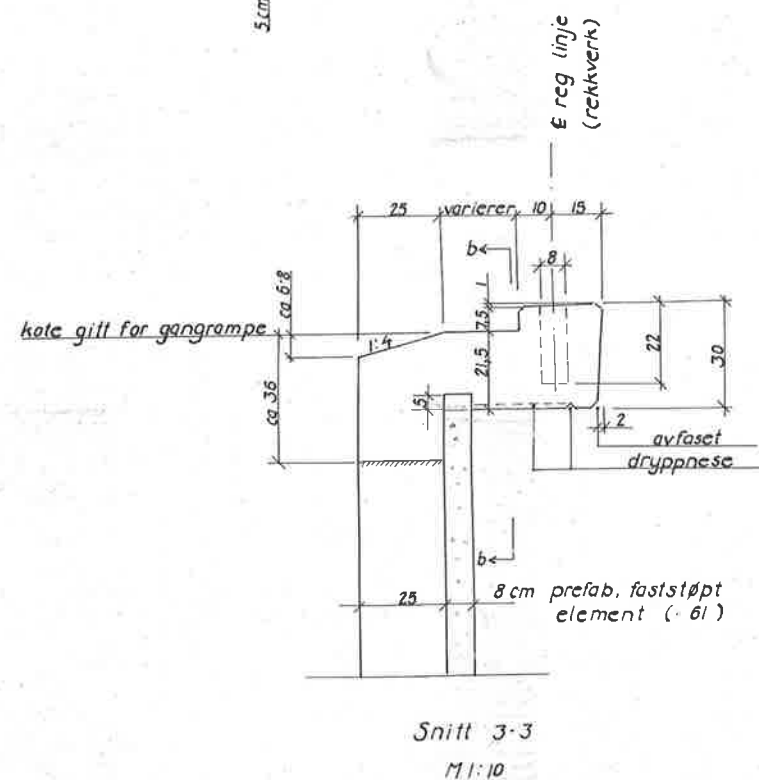


Prefabrierte veggelementer

se: FP · 61
AP · 67

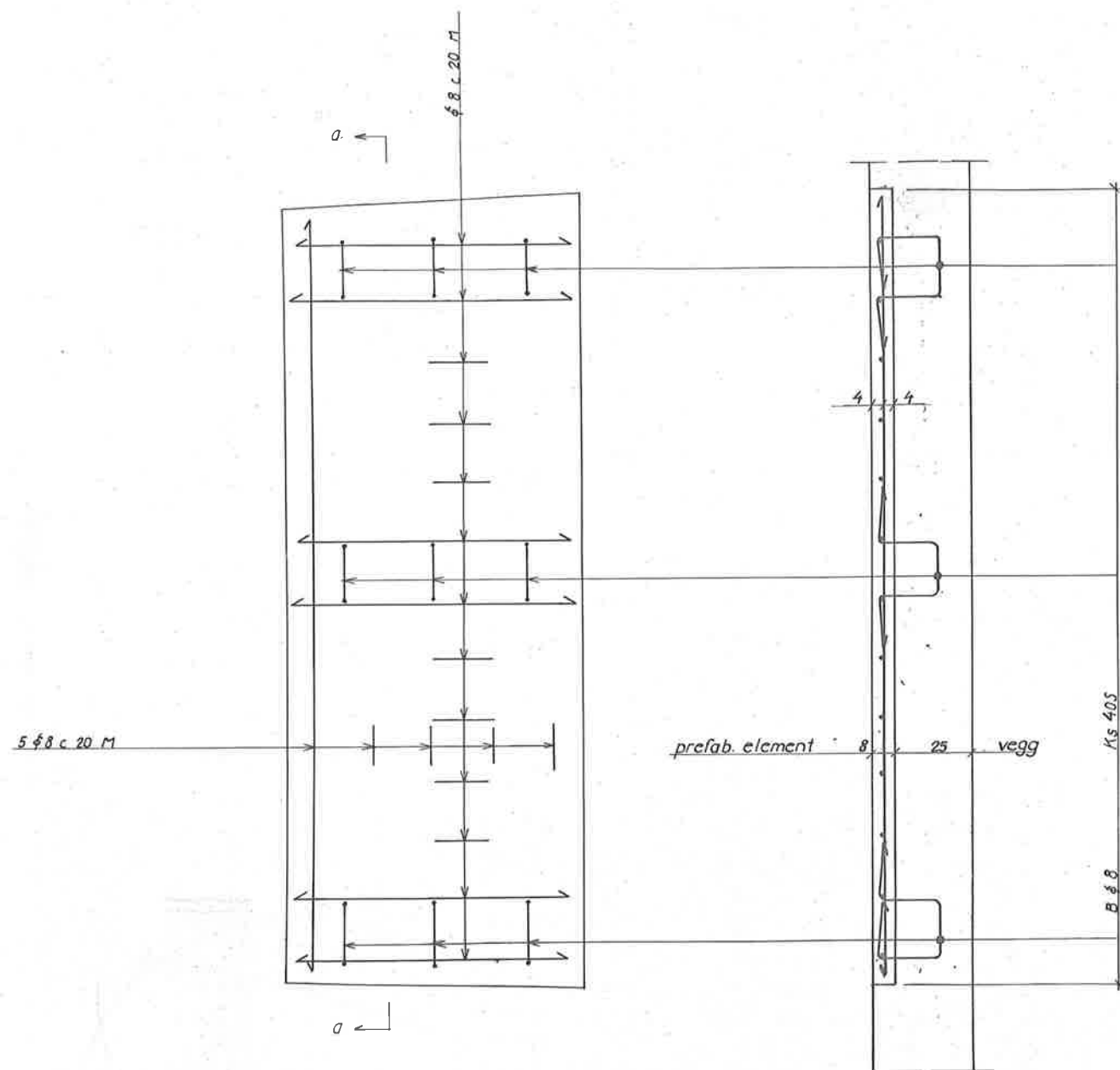
Utsparinger for rekkverk
8 · 8 · 22 cm c/c 200

Kantbjelkens hjørner
avfases med trekantlist



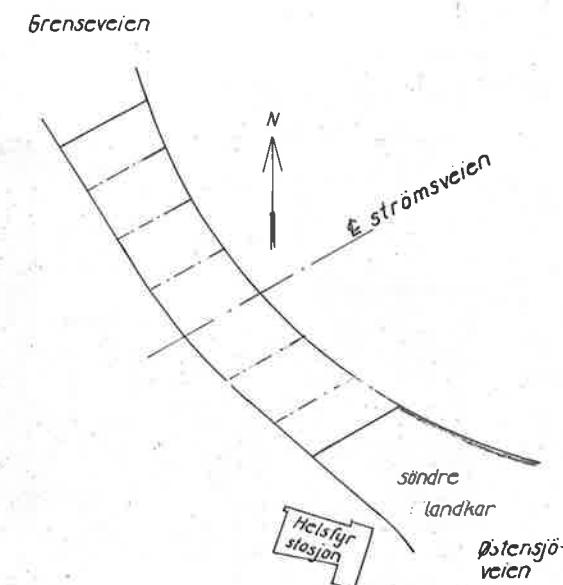
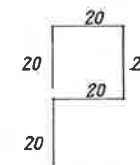
Nyttelast 0,75 kN/m²	Mark	Byggetype	Byggetype	Byggetype
B	Oslo Veivesen	Byggetype	Byggetype	Byggetype
Spåsbom	Bro i Grenseveien	Byggetype	Byggetype	Byggetype
I	Søndre landkar	Byggetype	Byggetype	Byggetype
Belastning	Frittstående støttemur	Byggetype	Byggetype	Byggetype
350	Snitt	Byggetype	Byggetype	Byggetype
Druck		Byggetype	Byggetype	Byggetype
38 mm		Byggetype	Byggetype	Byggetype
Arbeidsgang		Byggetype	Byggetype	Byggetype
Kr 50,403		Byggetype	Byggetype	Byggetype
37		Byggetype	Byggetype	Byggetype

Antall bøyler pr element:
For l mindre enn 2 m : 2*3 stk
For l større enn 2 m : 3*3 stk

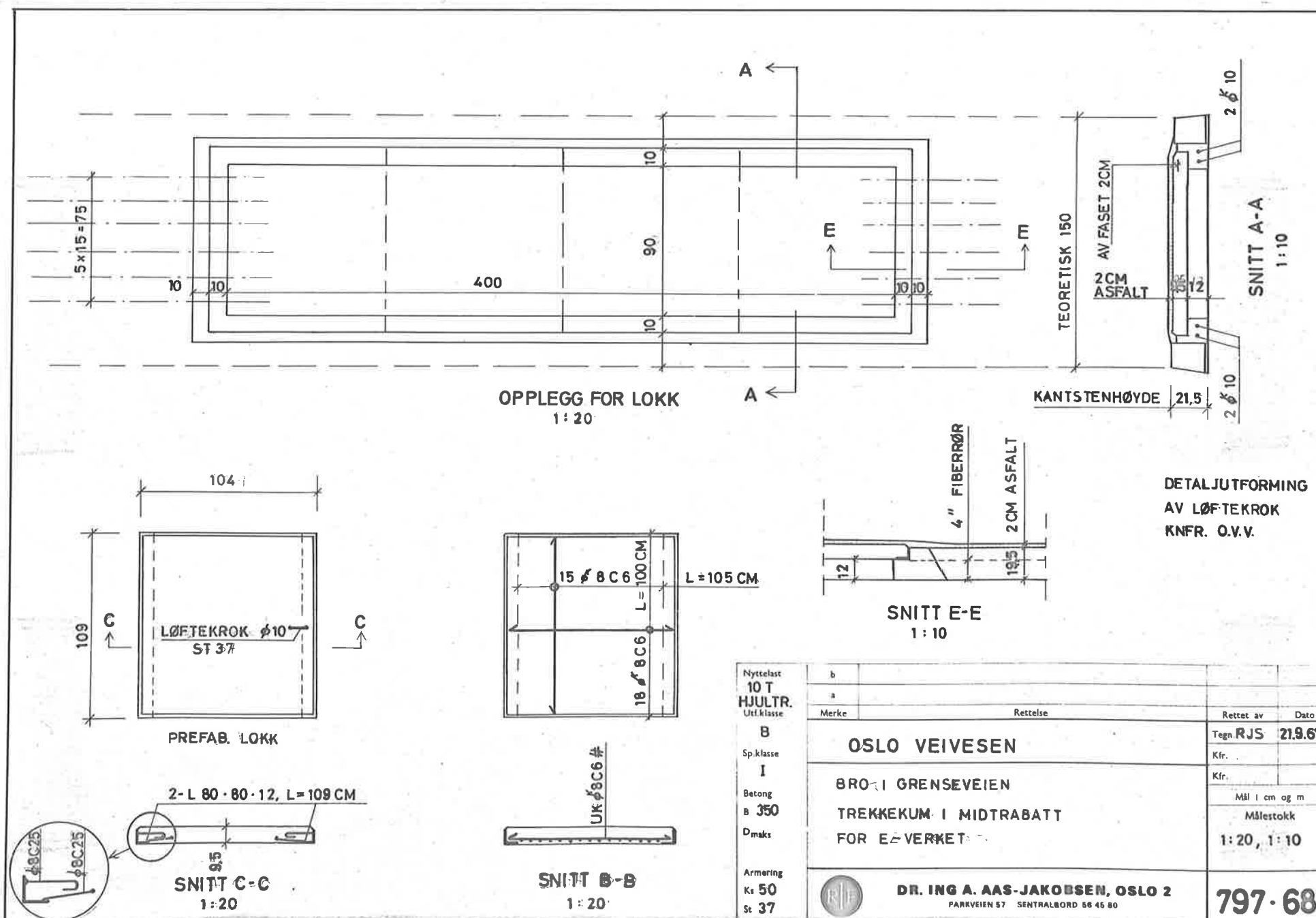


Oppriss av element
M 1:10

Snitt a-a
M 1:10



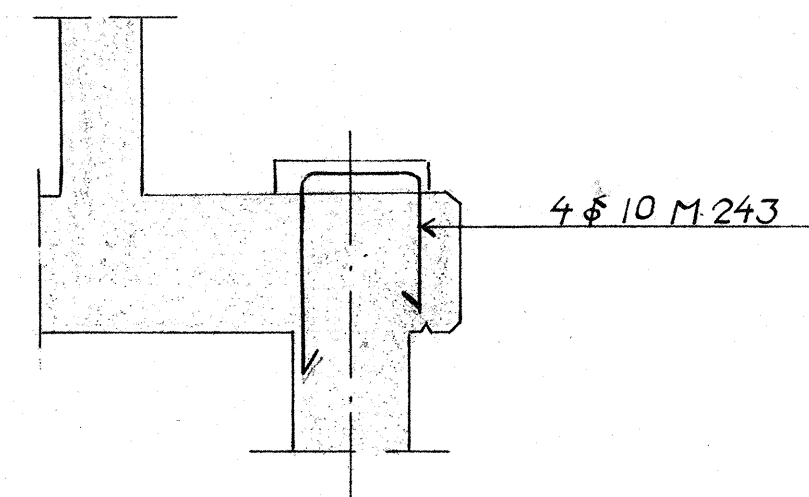
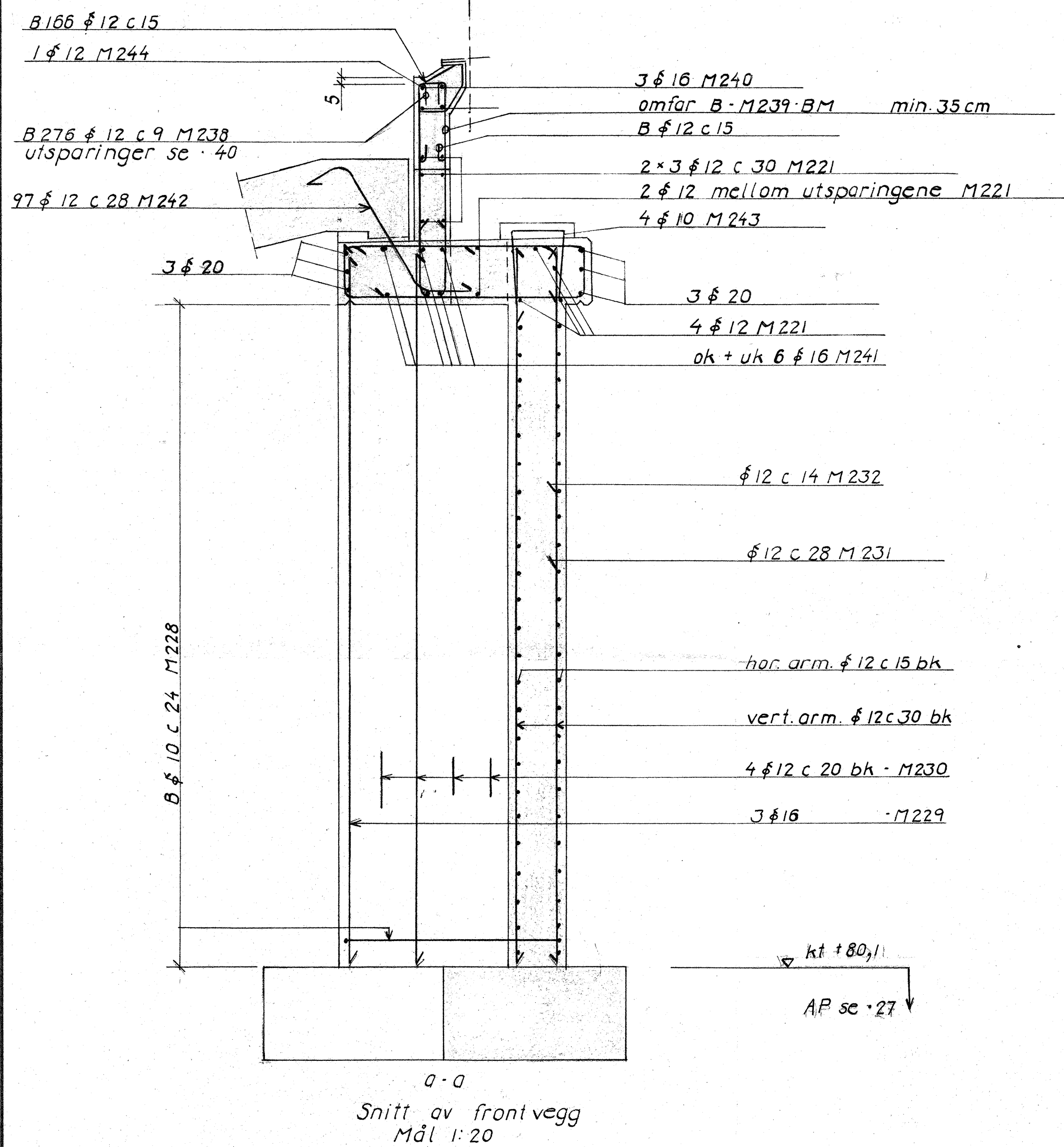
Mytildat ØVV's Løstforbruk Utdrag B Spillem I Bakgr 400 Duske Armering Ks 50,405 St	Tusjet		RJS 19.4.67
	Oslo Veivesen		Tegn. RJS 17.3.67
	Bro i Grenseveien Søndre landkar Prefabrikerte veggelementer Armeringsplan		Mål 1 cm og ut Målestokk 1:20
	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2 PARKVEIEN 27 - TELEFON 04 45 55		797.67a



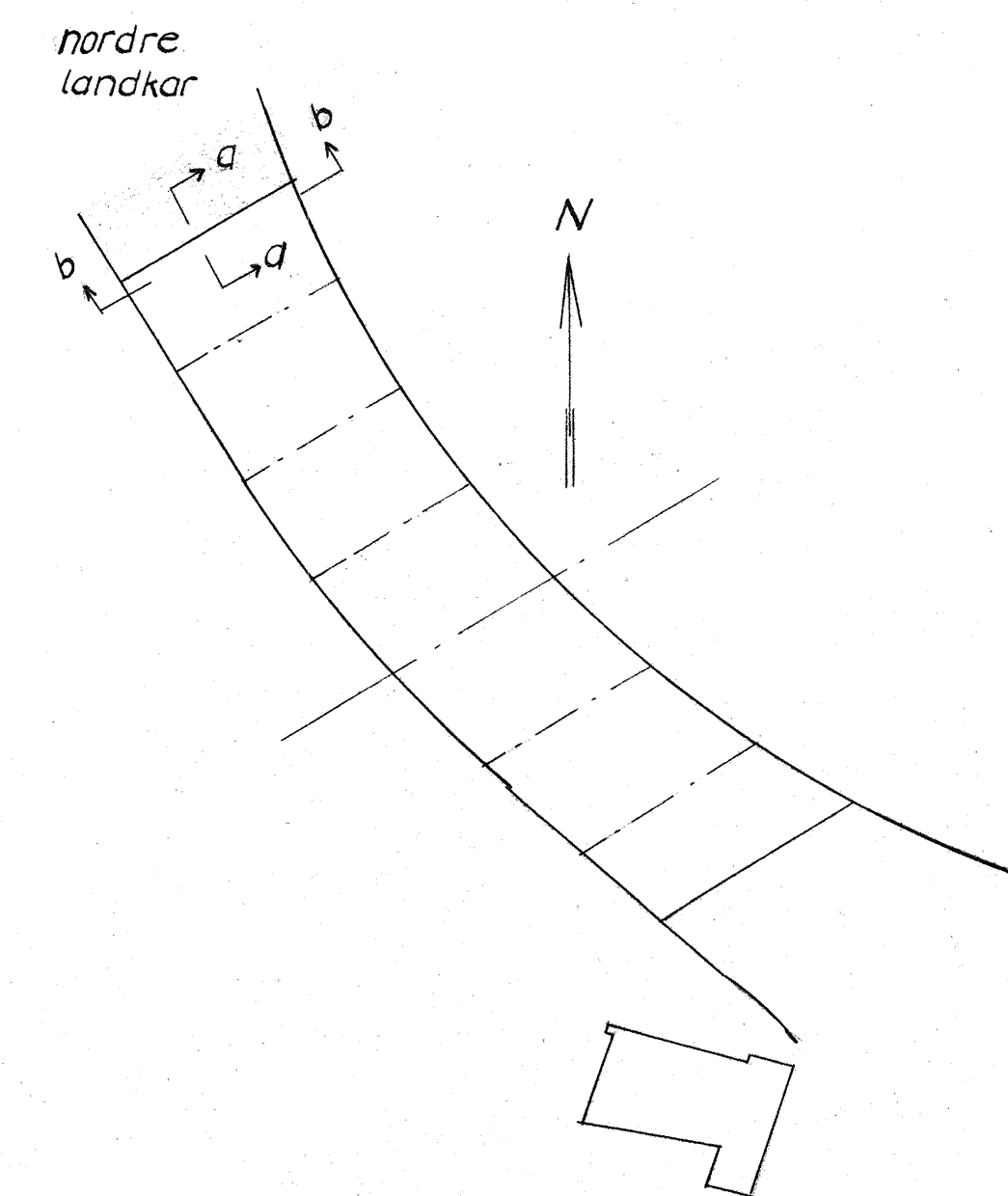
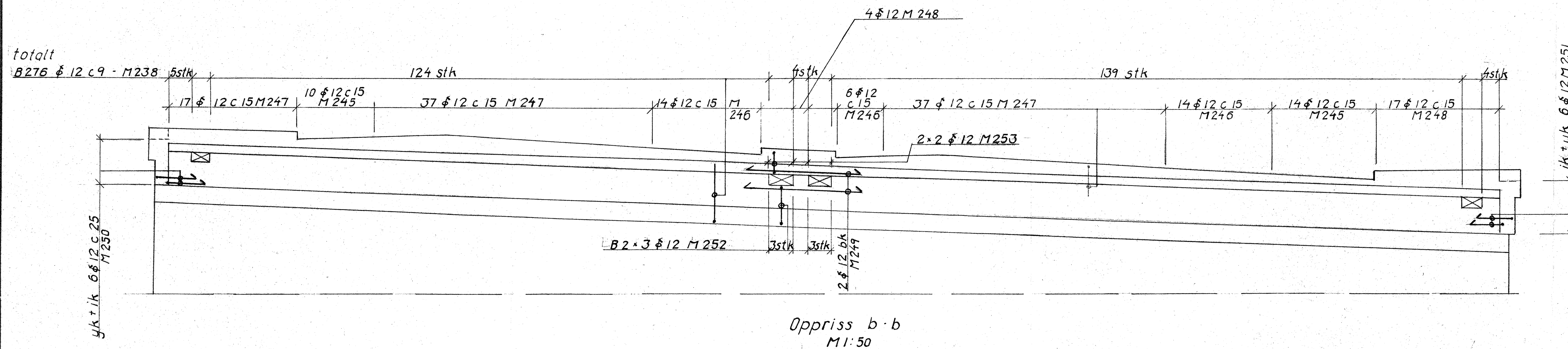
Bøyle i topp ved fugebeslag
løftes tilsvarende med
fugebeslaget. Omfar bøyle-
M 238 - 35 cm.

M 240 skjøtes mellom
pilaster.
omfar min. 40d

M 241 - skjøter fordeles.



Underlag for neoprenlager
M 1:20



Nyttelast OVV's lastforstyr	b	a	Rettel av	Dato
Utklasse B	Marke	Rettel av	Tegn. RJS 23.67	Kir.
Sp.klasse I				Kir.
Belong B 350				Mål i cm og m
Dmaks 38mm				Målestokk 1:20
Armering Ks 50, 405				
St				

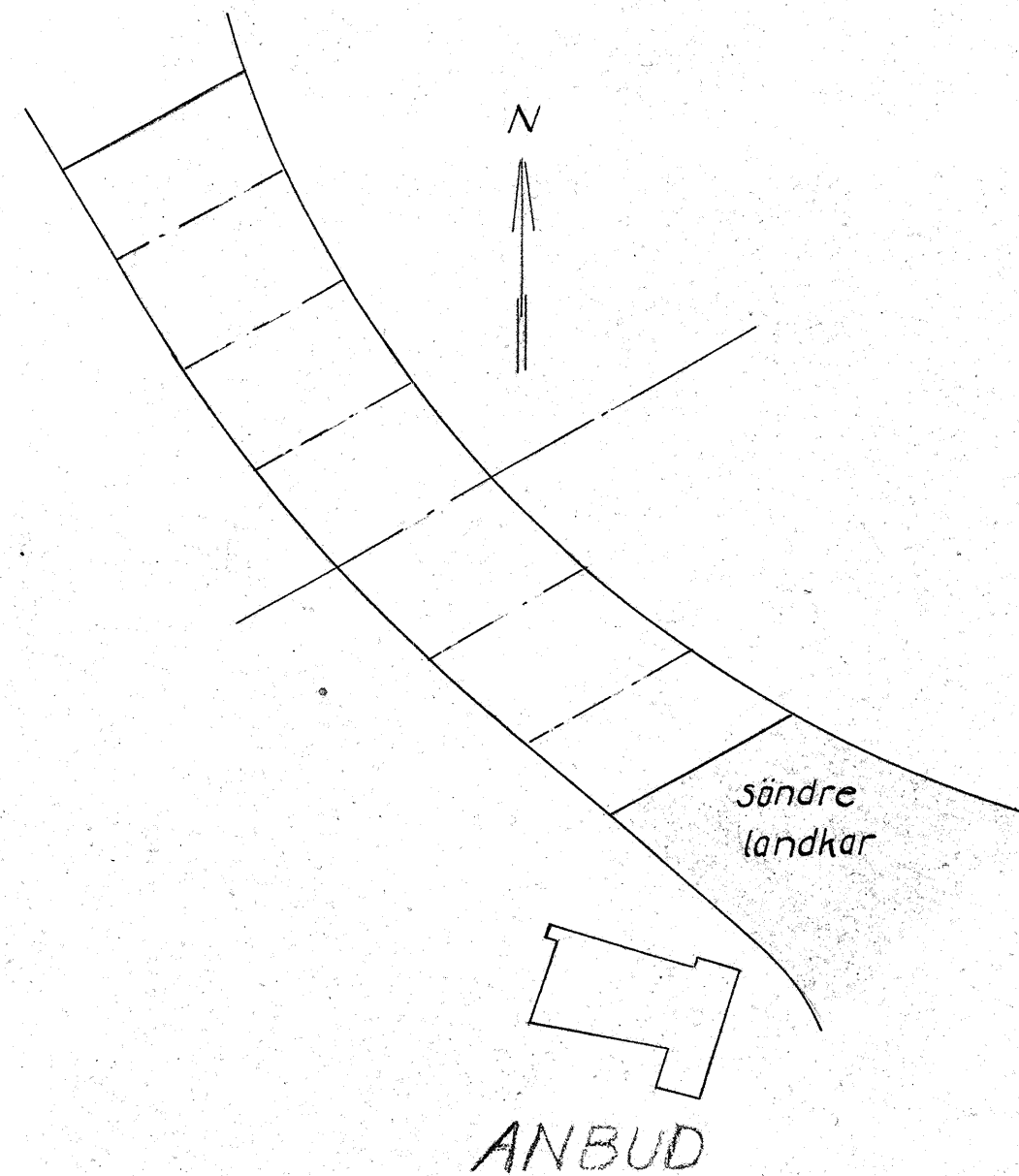
Oslo Veivesen

Bro i Grenseveien
Nordre landkar
Frontvegg, snitt
AP

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2
PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 56 45 80

797.71

18. Mellom sandfang og avlastnings-
plate legges en myk pute
5 cm tykk, for å hindre
påkjenning på sandfang pga.
setninger av avlastnings-
plate. Utførelse knfr. O.V.V.

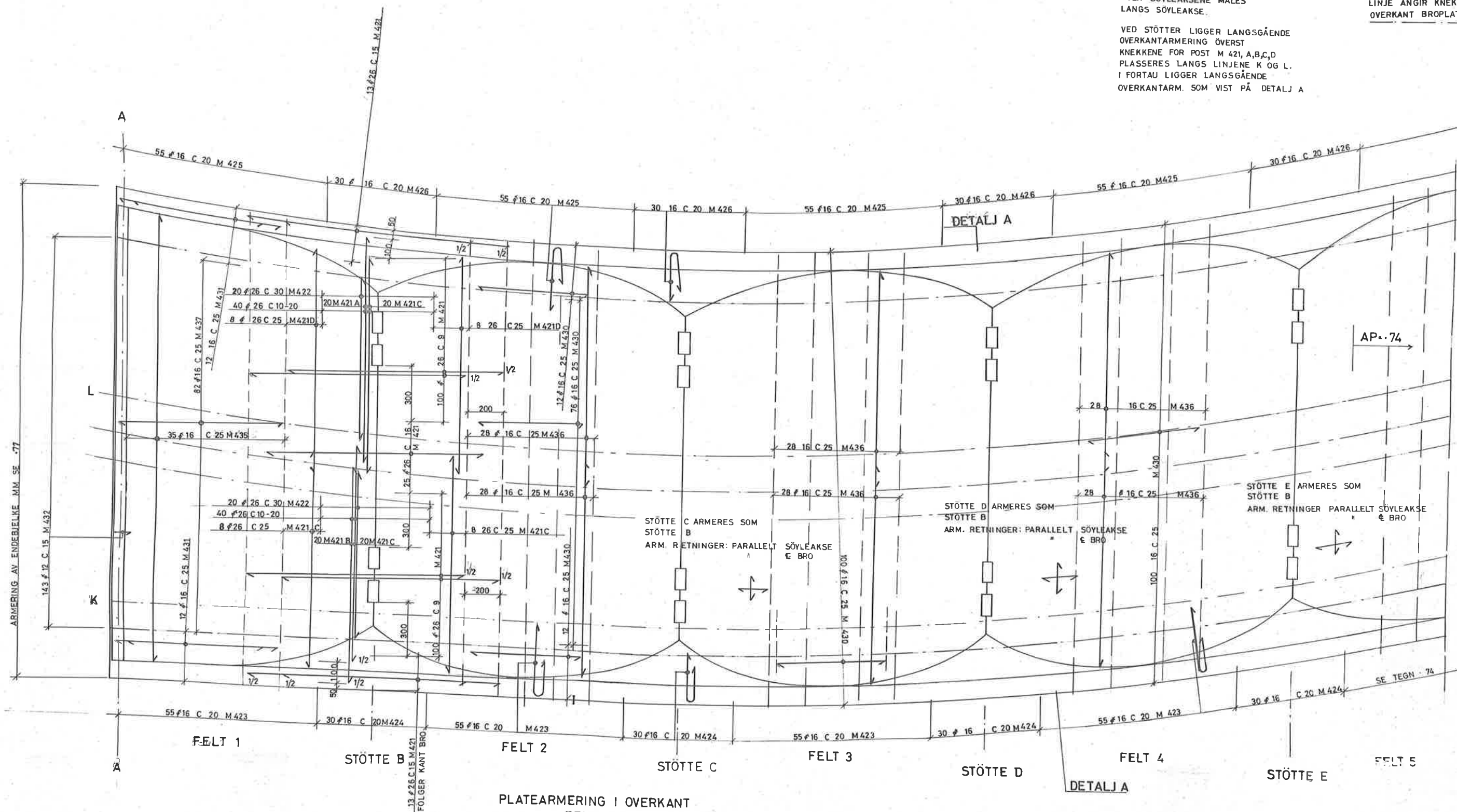


Nyttelast 0,75 t	b	sandren , støpefuge	RJS	16.8 67
lastforskr.	a	Tresct	RJS	19.4 67
Ufk.klasse	Merke	Refellso	Refett av	Dato
B		Oslo Veivesen	Tegn. PJ	11.3 67
Sp.klasse			Kfr.	
1			Kfr.	
Befong		Bro i Grenseveien		Mål i cm og m
B 350		Søndre landkar		Målestokk
Dmaks		Avlastningsplate		1:100
38mm		Armeringsplan		
Armering				
Ks 50		DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797.72b
St		PAKVEIEN 57 – SENTRALBORD 56 45 80		

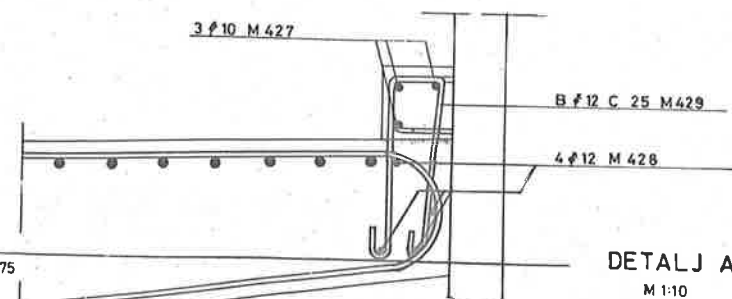
SETERAVSTANDER FOR HOVEDARM,
OVER SØYLEAKSENE MÅLES
LANGS SØYLEAKSE.

TYKK STREK PRIKKET
LINJE ANGIR KNEKK
OVERKANT BROPLATE

VED STØTTER LIGGER LANGSGÅENDE
OVERKANTARMERING ØVERST
KNEKKENE FOR POST M 421, A, B, C, D
PLASSERES LANGS LINJENE K OG L.
I FORTAU LIGGER LANGSGÅENDE
OVERKANTARM. SOM VIST PÅ DETALJ A



PLATEARMERING I OVERKANT
FELT 1-5
M 1:100



DETALJ A
M 1:10

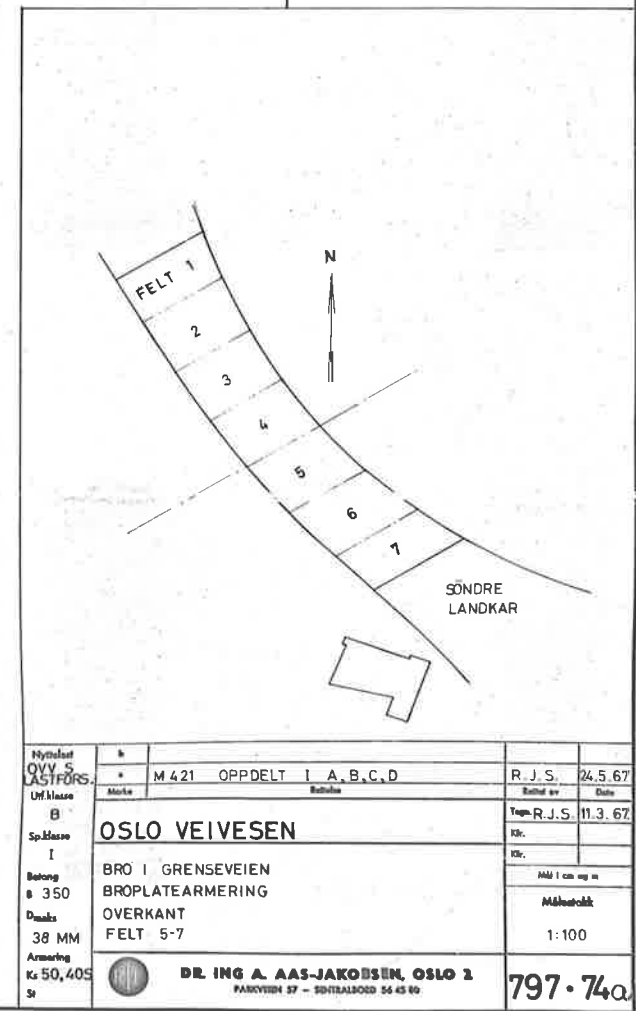
Hytalst OVV'S LASTF. Ulf klasse	TUSJET DIVERSE		RJS 2.667
	M 421 OPPDELT I A, B, C, D NR		RJS 24.567
Spåkkasse	OSLO VEIVESEN		Tegn. RJS 11.367
Betong	BRO I GRENSEVEIEN		Kr.
B 350	BROPLATEARMERING		Kr.
Plaske	OVERKANT		Alt 1 cm og m
Arm. 38MM	FELT 1-5		Målestokk
Armering Ks 50,405	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		1:10, 1:100
St	PARKVEIEN 57 - SØKELEKSE 54 43 00		797-73L

76-76L

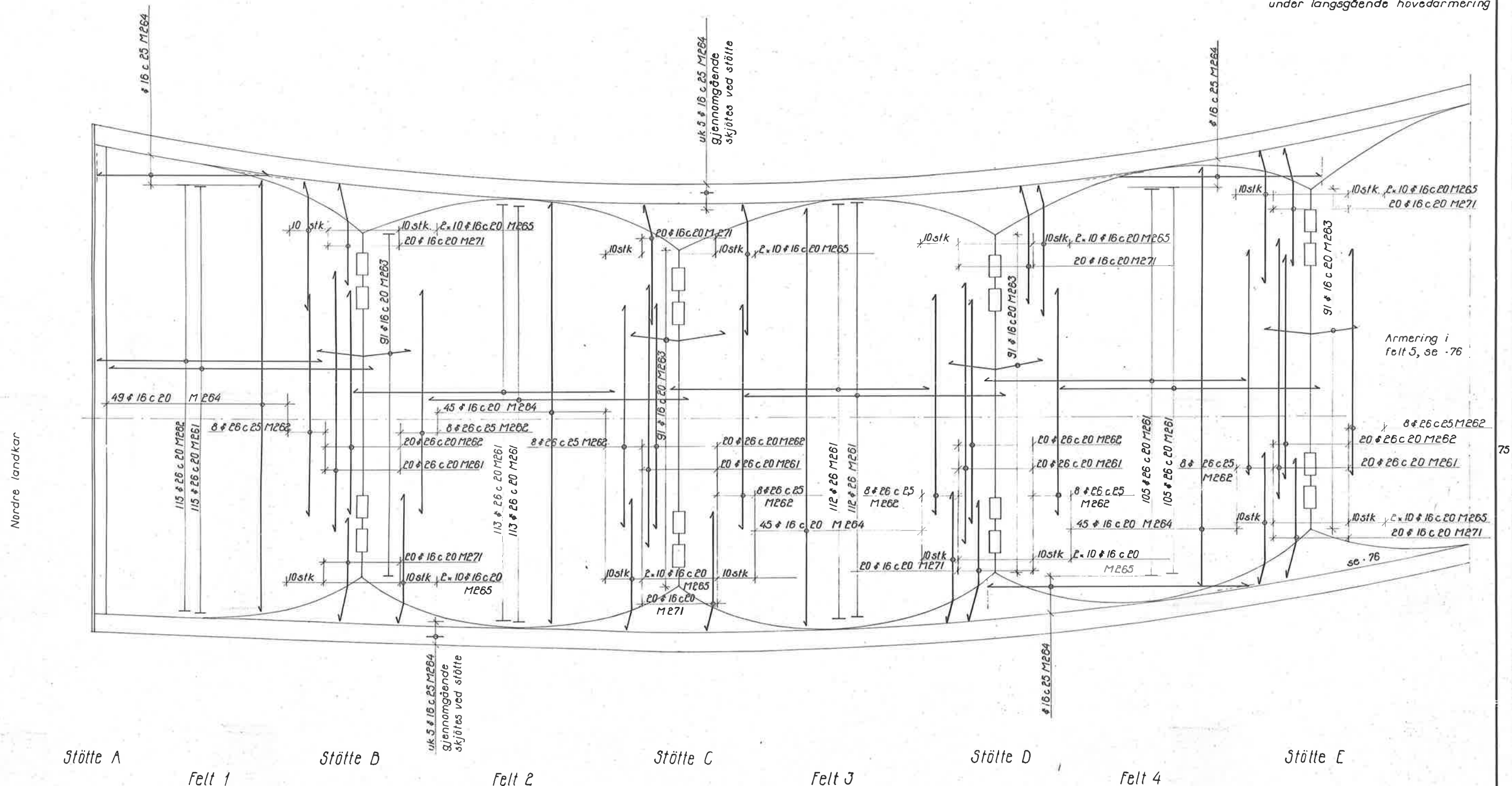


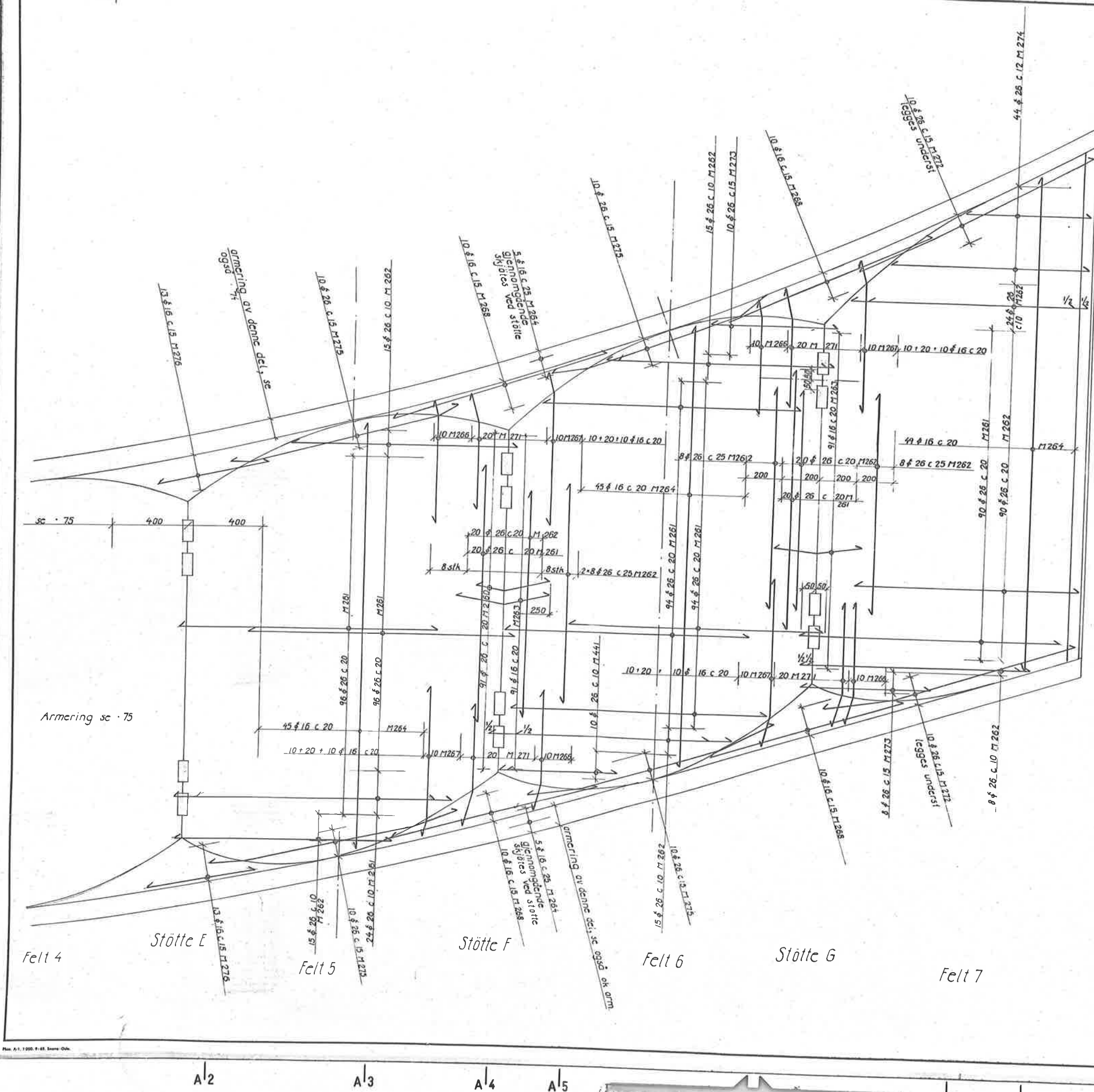
FOR OK ARMERING VED SÖYLER
LEGGES DISSE LANGS BROKANTENS
LENGDERETNING SAMT NORMALT PÅ
DENNE SYMETRISK OM SENTER
SÖYLEGRUPPE. SE (FEKS G 3-4)
LANGSGÅENDE ARMERING VED MIDT-
RABATT LEGGES SOM VIST.
ARMERINGENS ENDER ER INNSTIPELT,
SENTERAVSTANDER MÅLT NORMALT PÅ JERN.
MINIMUM OK-ARMERING NOE STED
#16 C 25 M/FORANKRING.

UNDERKANTARMERING SE 76
STREK-PRIKKET LINJE VISER
TENKTE OK BROPLATE.



Tverrarmering ved søyler ligger under langsgående hovedarmering

[illegible]



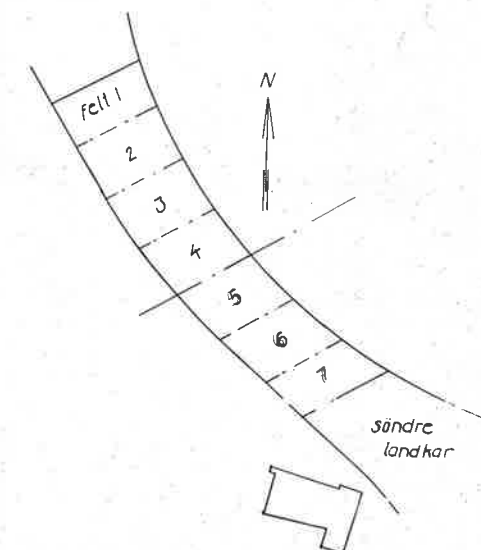
Ok-armering se 74,
Støpeskjøt i broplate
se 78

minimum uk arm. # 16 c 20
Felt 1 - støtte E
uk-arm, se 75

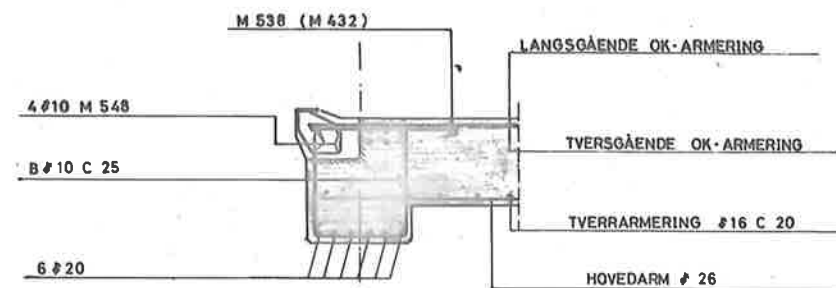
Tverrarmering ved støtte
legges under langsgående
hovedarmering

Endebjelkearm, se 77
Gjennomføring av
rør for E-verk
se 40
1" G.G.R rør faststøpes,
se 85

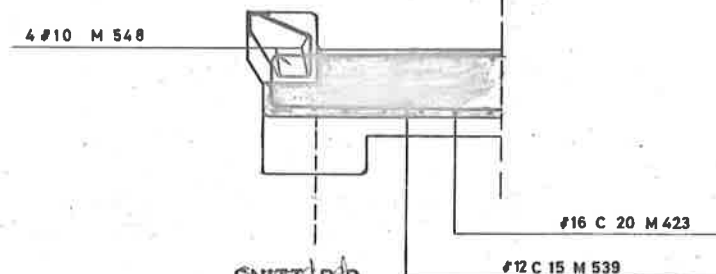
M 260 plasseres i samme
lag som M 261



Bygghet G.V.V.'s lastforskr. Ulf klasse	20 stk M262 ved støtte F	RIS 7.8.67
Marka	M 260	RIS 5.7.67
Sp. klasse	Tusjet	RIS 27.6.67
Sp. klasse		RIS 15.3.67
Setning		
Diameter		
Armering		
St		
Oslo Veivesen		
3-0 i Grenseveien		
Broplatearmering		
Underkant		
Felt 5-7		
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		
PARKVEIEN 57 - SENTRALEND 54 45 99		
797.76		



SNITT C-C
1:20



SNITT D-D
1:20

SE TEGN 40 FOR INNSTÖPTE
4" STÅLRÖR FOR E-VERKABLER
VED FORTAU OG MIDTRABATT

TILHÖRENDE BÖVELISTE SIDE
53 - 56

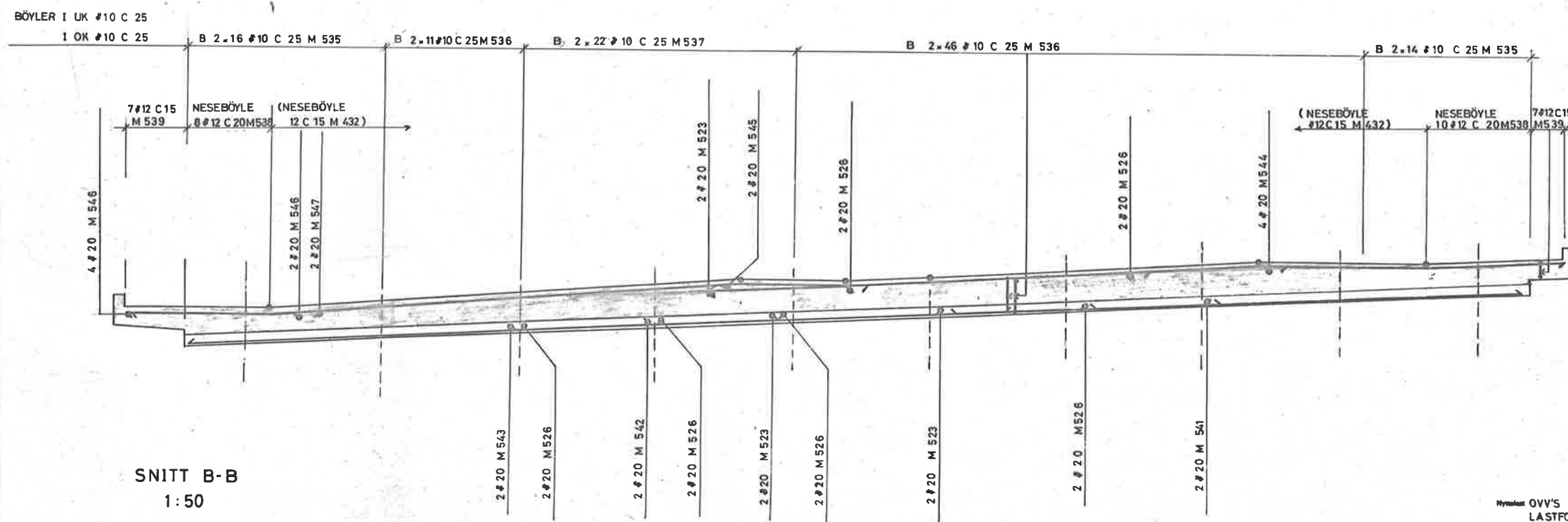
FOR ARMERING SE OGSA -73
-74 -75 -76

M 548 PLASSERES SAMTIDIG
MED FUGEBESLAG

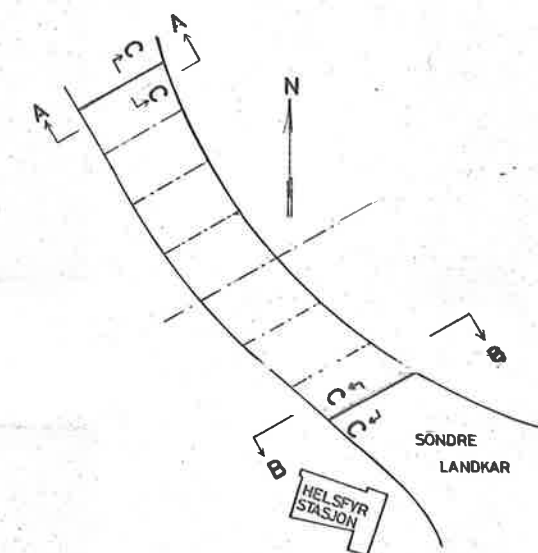
VEST

→ ÖST

SNITT 9-A-A
1:50



SNITT B-B
1:50



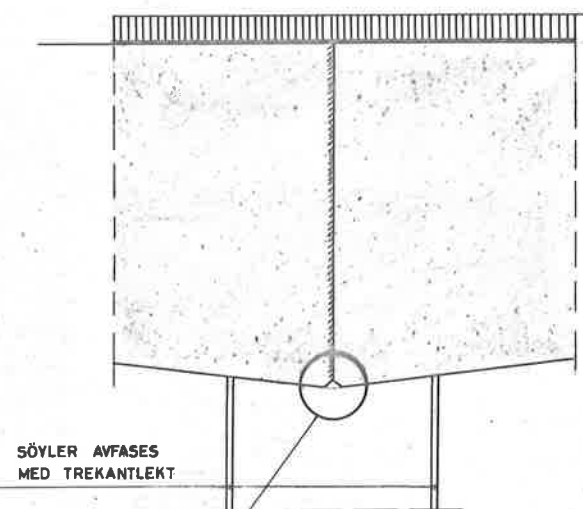
SONDRE
LANDKAI

Hylafest OVV'S
 LASTFORSKR.
 Ulf. Maana B
 Sp. Maana I
 Betsing B 350
 D.male 38 MM
 Ammaring KS 50, KS 40S

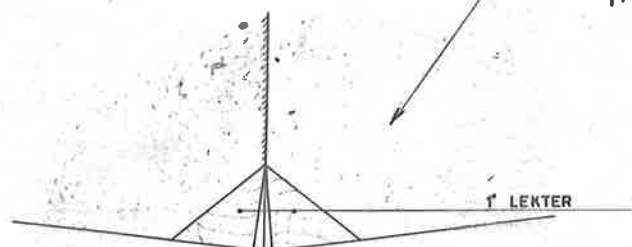
Adressen	Postnummer	Postboks nr.	Post
OSLO VEIVESEN		Postnr. RJS 264	
BRO I GRENSEVEIEN		St. <i>119</i> <i>27</i>	
ENDEBJELKER, ARMERINGSPLAN		St. <i>119</i> <i>27</i>	
		St. / side teg. nr.	
		St. / side teg. nr.	
		St. / side teg. nr.	
DR. ING A. AAS-JACOBSEN, OSLO 2		1:50	
FAKSEVEIEN 87 - SENTRALPÅSS 50 45 50			

ARMERINGSOVERDEKNING VED
DE INNLAGTE LISTER MN 2 CM.

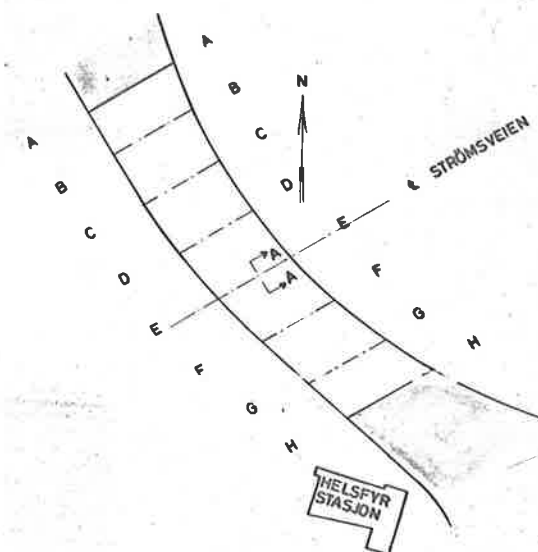
INNSTÖPT I GGR RØR FOR E-
VERKET SE TEGNING B-9182.
PLASSERING AV LYSMÅSTER M/
ELKINGTON B-34 MÅ JUSTERES
ETTER REKKVERKSELEMENTENE,
SE 05



SNITT A-A
STÖPEFUGE OVER SÖYLE
1:10



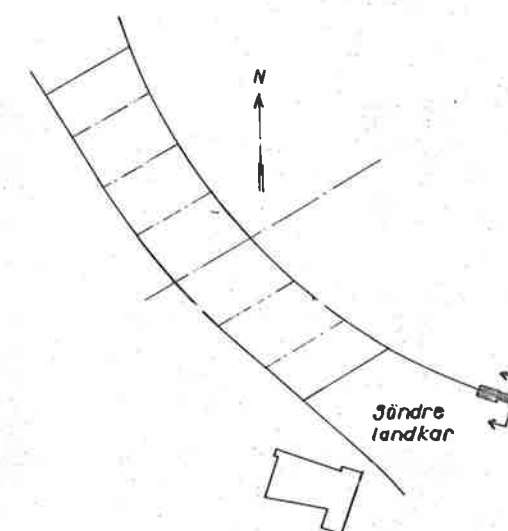
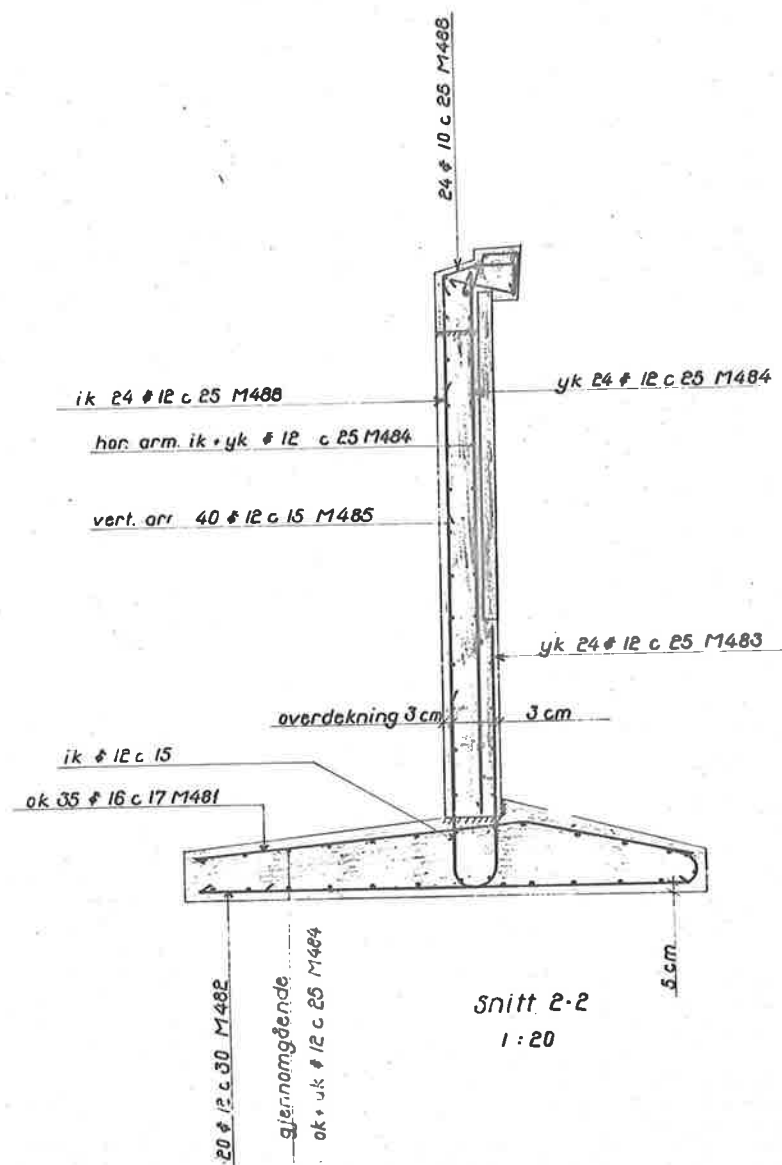
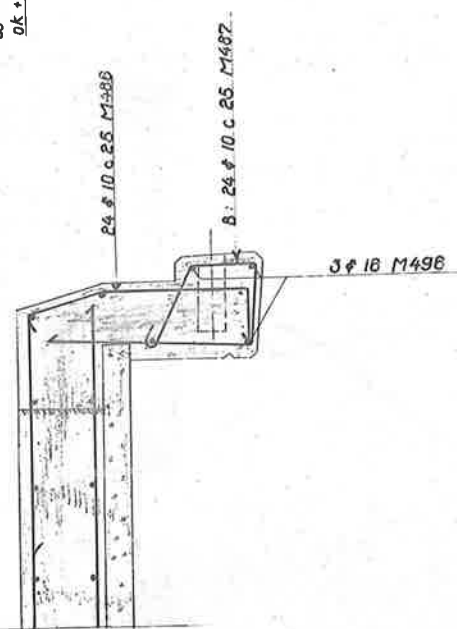
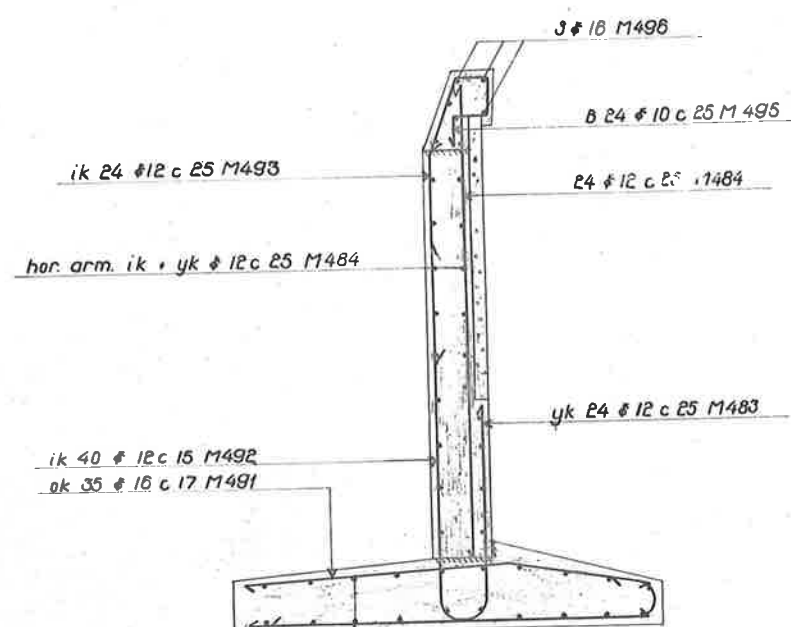
DETALJ
1:1



Hydrostat. OVV'S
LASTFORSKR.
UW. Adm. B
Sp. Mønst. I
Betong. 350
Dybde. 38 MM
Armering

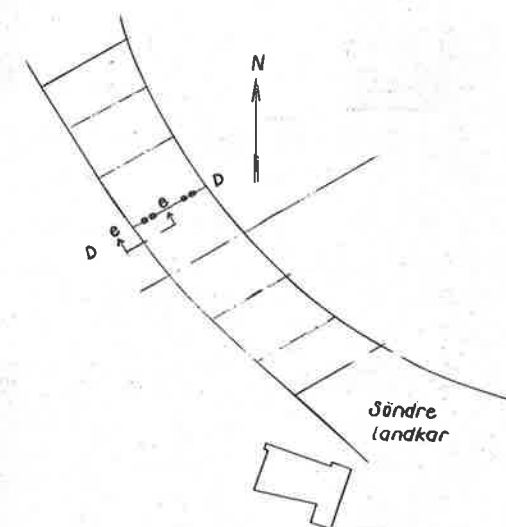
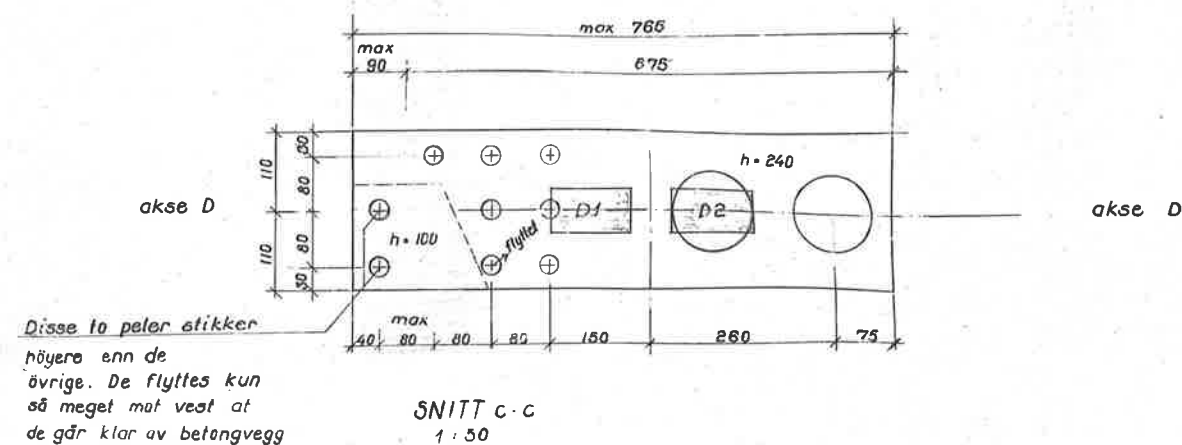
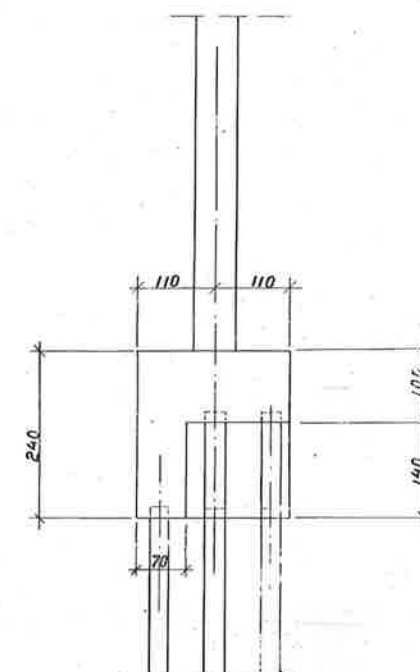
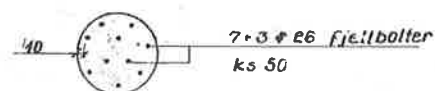
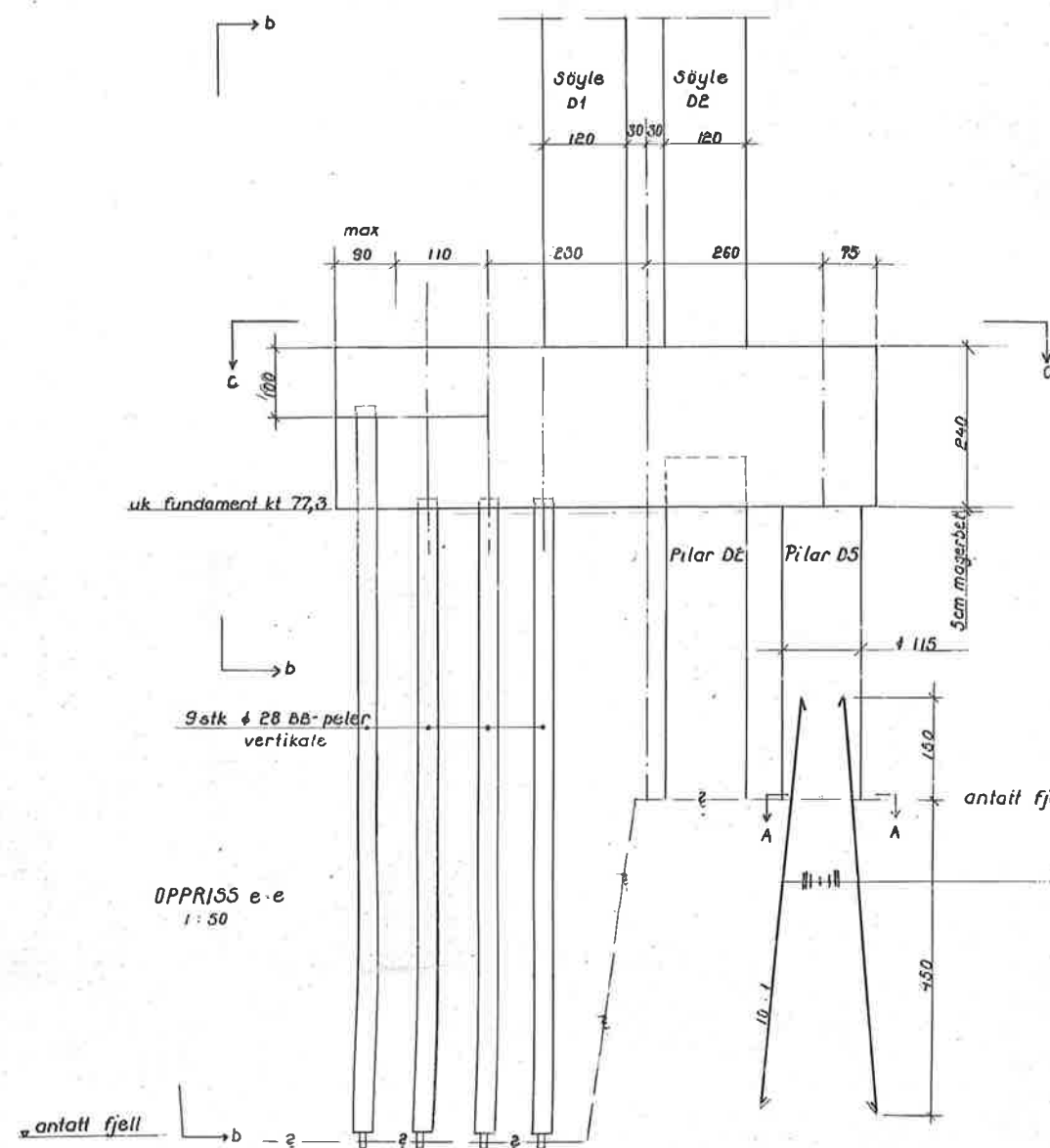
Sted	Retning	Retning av	Drift
OSLO VEIVESSEN		Retning av	Drift
BRO I GRENSEVEIEN		Retning av	Drift
BROPLATE, SNITT, DETALJER		Retning av	Drift
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		Retning av	Drift
PÅRBEIDT 07 - BEHOLDNING 08 40 00		Retning av	Drift

797-73



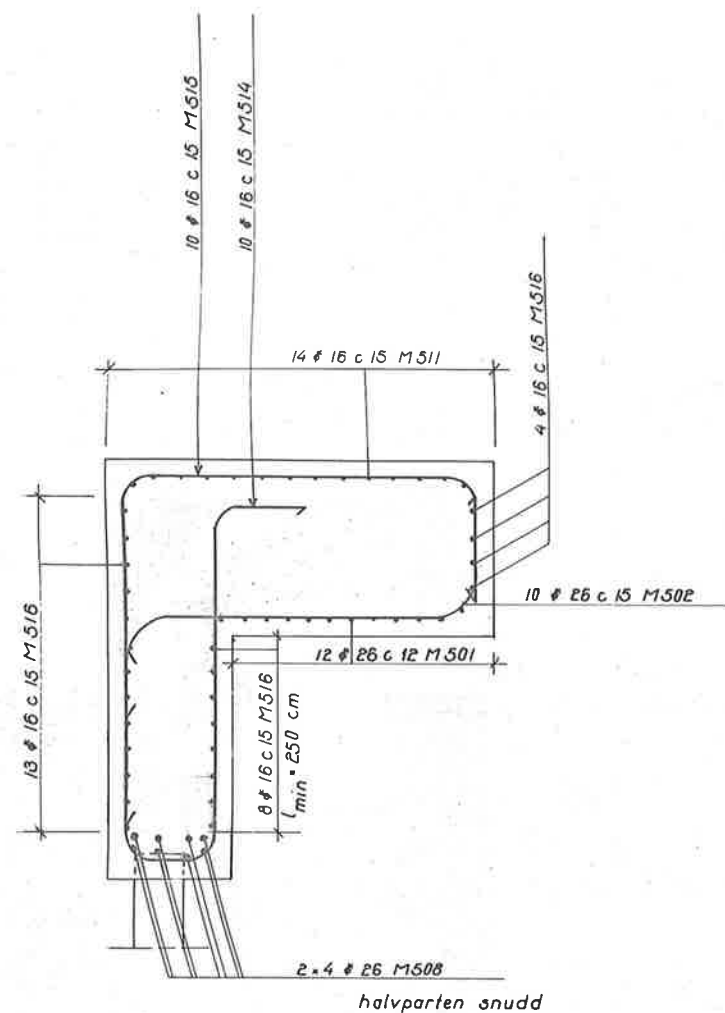
Hyttelast	Utd.klasse	Sp.klasse	Betong B	Dreks	Armering	Sted	Prosjekt	Dato
B	I	350	38 mm	K3 50, 40.5	Oslo Veivesen	DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2	797-79	
					Bro i Grønseveien			
					Søndre landkar			
					Frittstående landkar			
					Snitt, AP			

B-B- peler
 Peletopp kuttet 15 cm
 opp i fundament
 De to sydvestlige peler
 flyttes kun så meget ut
 at de kommer klar av
 gammel betongkum.
 Fundamenthöyde h = 24 m,
 utføres inn til gammel
 betongkum.

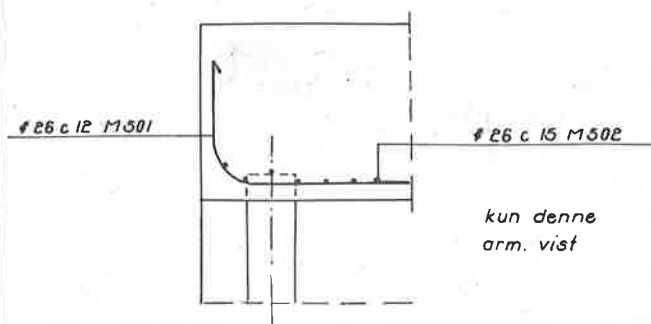


Nyttelast 0VV's
 lastforskr
 Utl klasse B
 Sp. klasse I
 Betong B 350
 Decks 38 mm
 Armering ks 50

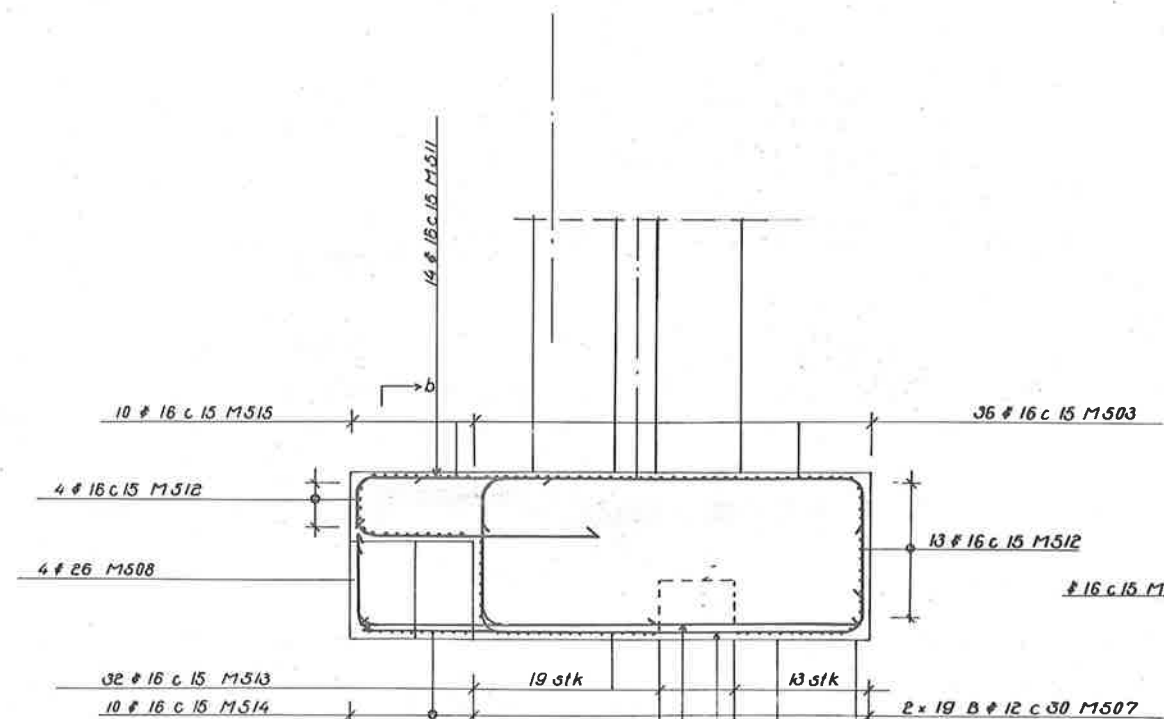
Mus	Remise	Betalt av	Dato
Oslo Veivesen		Tegn. RJS	31. 67
Bro i Grenseveien		Rev. M. 10. 67	
Fundament D1-D2		Rev. 10. 67	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		Målestokk 1:50	
PARKVEIEN 57 - SENTRALROD 58 45 50			797-80



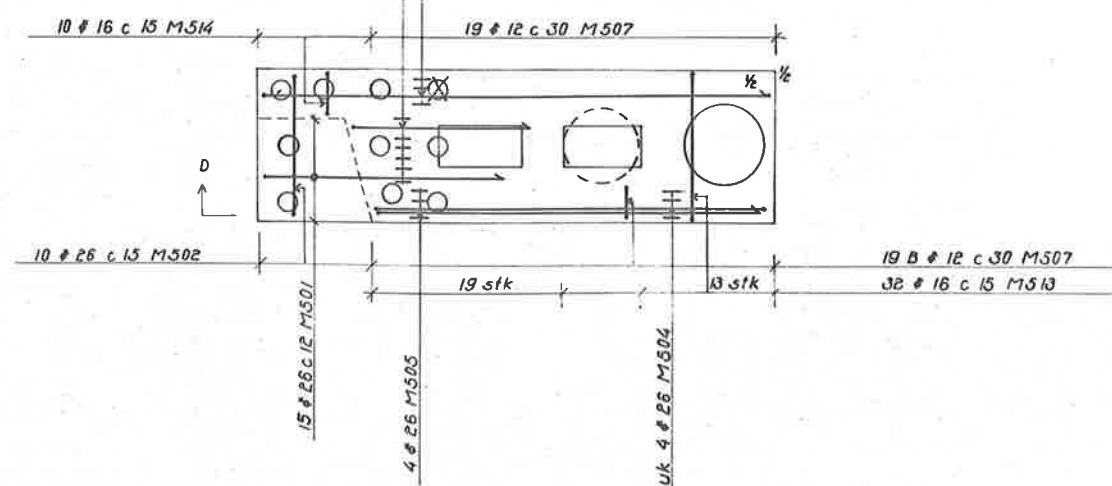
SNITT B-B
1:20



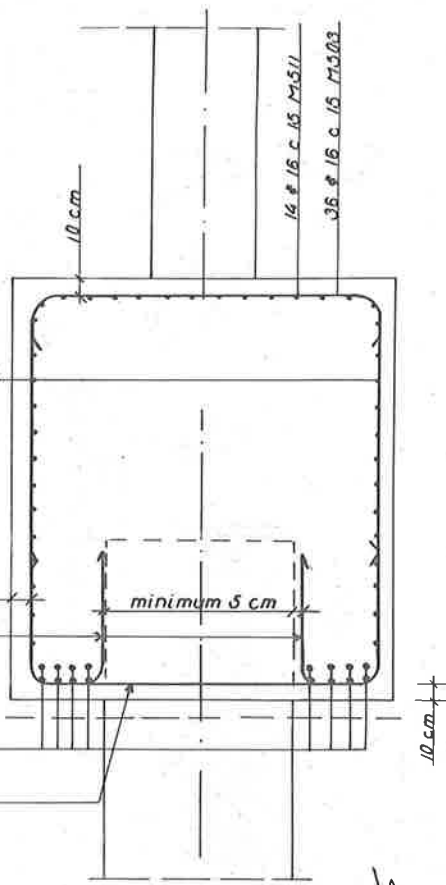
SNITT D-D
1:20



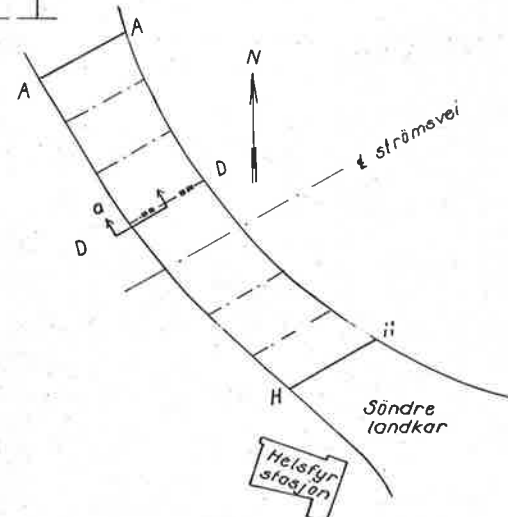
SNITT A-A
1:30



UNDERKANTARMERING
1:30



SNITT C-C
1:20

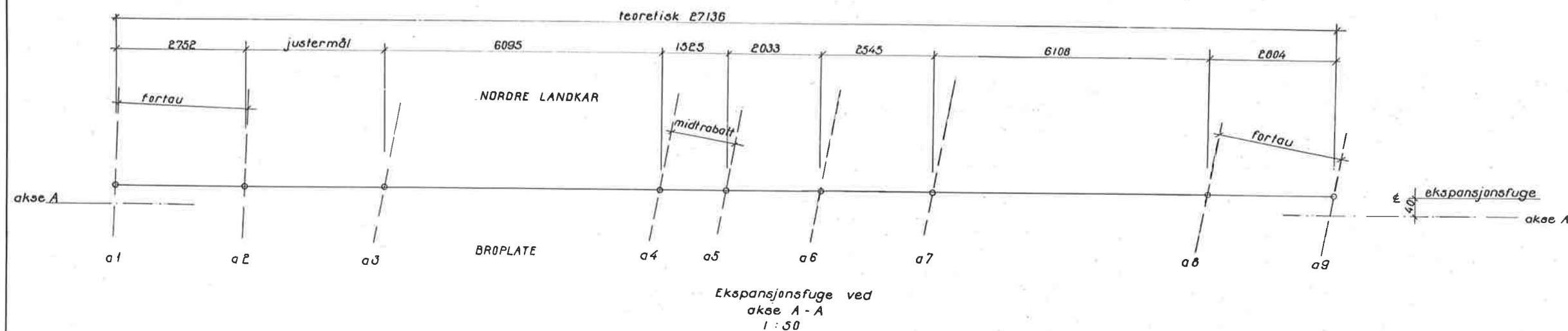


armeringsoverdekning se
snitt c-c
langsgående uk armering
lagt i to lag

Minimum avstand fra
c-pel til kant forskaling
er 30 cm.

Armeringen rundt peletopp
må ligge under toppen,
se snitt D-D

Nyttelast 0,00 kN/m² last forsk utskjæring	b			
100 mm	a			
B	Marka	Betelling	Betalt av	Dato
Sp. klasse		Oslo Veivesen	Tegn. RJS	14.67
I		Bro i Grenseveien	Uts. 14.11.1967	
Betong		Fundament D1 - D2	Målestokk 1:20, 1:50	
b 350		Armeringsplan		
Duske				
38 mm				
Armering				
Ks 50				
St				
		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		
		PARKVEIEN 57 - TELEFON 24 43 19		
				797-81



Alle mål er horisontale mål, og i mm.

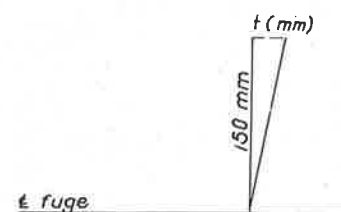
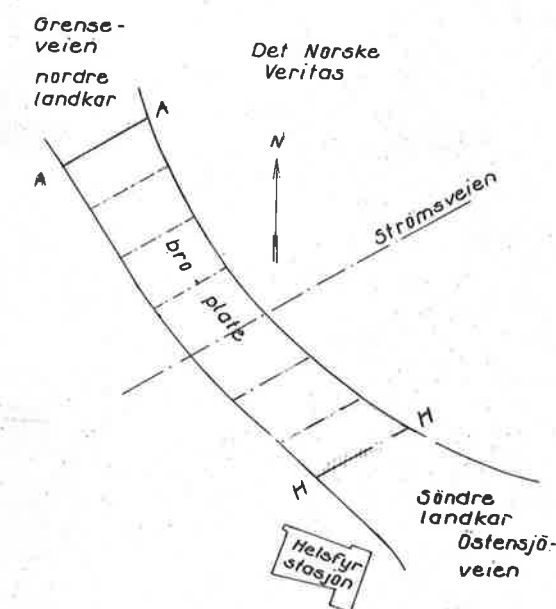
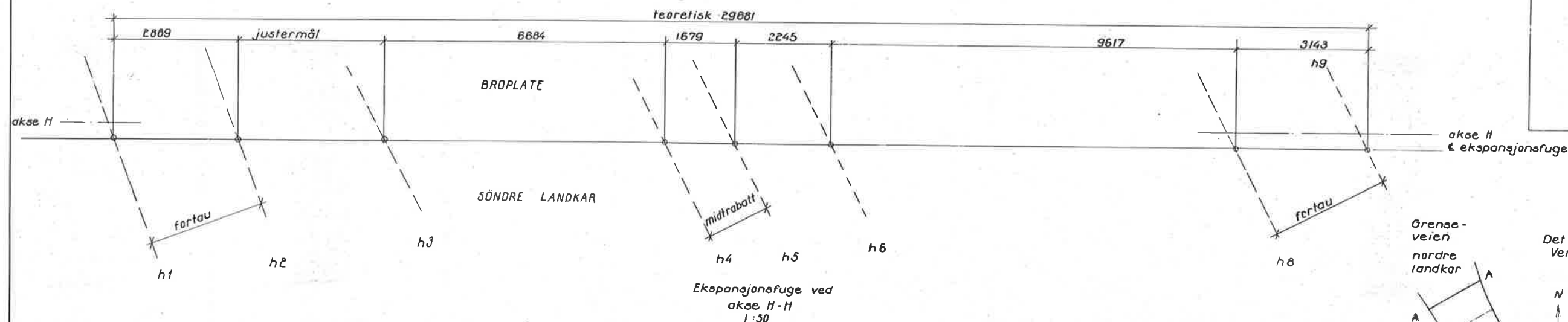
Detalj av fugebeslag se 22b.

Ekspansjonsfuge regnes midt i fugeåpning (4 cm)

viser knekk fugebeslag (knekk overkant bro)

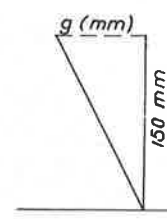
Rifleplaten - 240 x 20 deles opp i lengder på ca 300 cm som kan demonteres hver for seg.

Mål kontrolleres på stedet



Skråvinkel ved nordre landkar

	t (mm)
a1	5
a2	5
a3	27
a4	27
a5	27
a6	27
a7	27
a8	30
a9	30



Skråvinkel ved søndre landkar

	g (mm)
h1	48
h2	48
h3	75
h4	75
h5	75
h6	77
h8	81
h9	84

Bygget av DVV's lastforskr.

Urt. klasse D

Sp. klasse I

Betong 330

Djule 38 mm

Armering

Oslo Veivesen
Bro i Grønsveien
Fugebeslag
Lengder, horisontale

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2

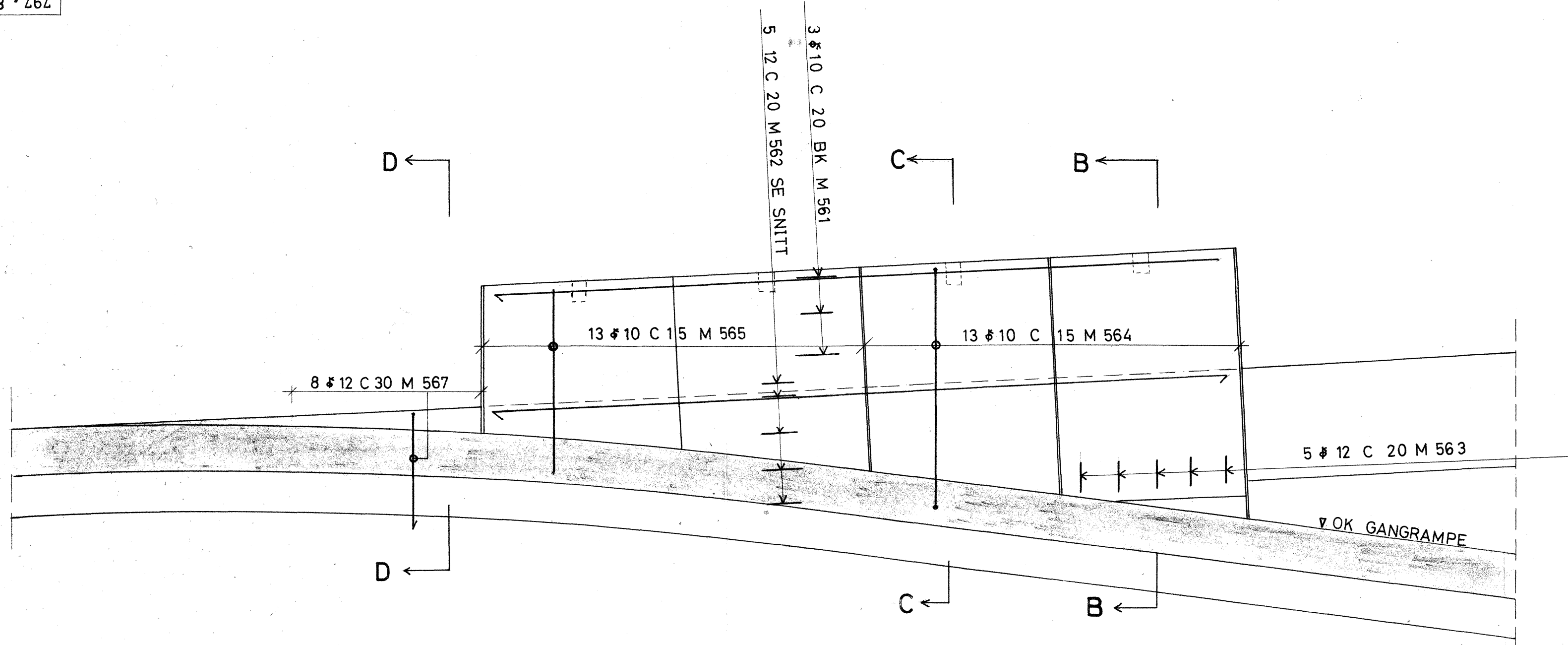
Tegn. RJS 54 67

St. 1/1

Mål i mm og opp

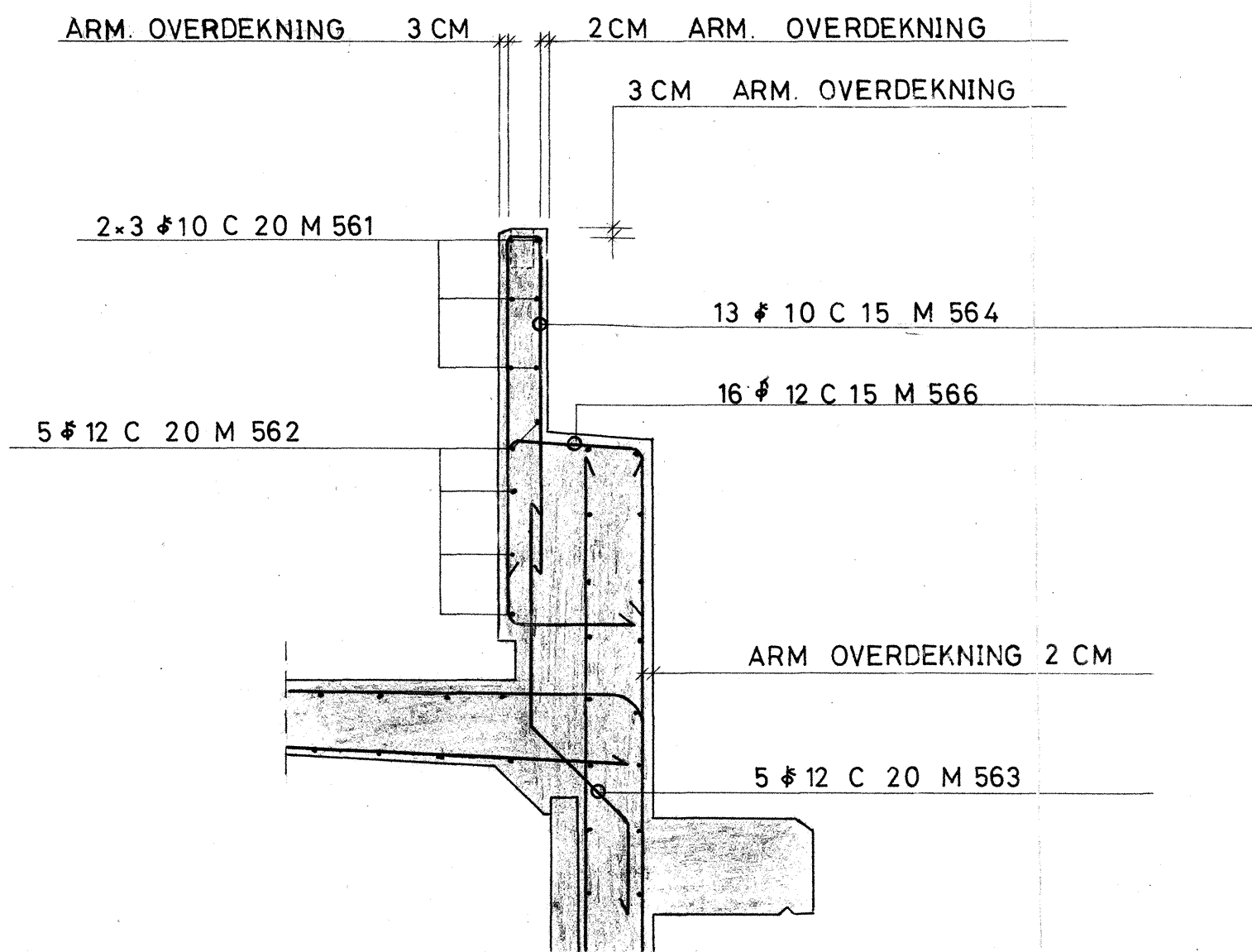
Målestokk 1:50

797-82

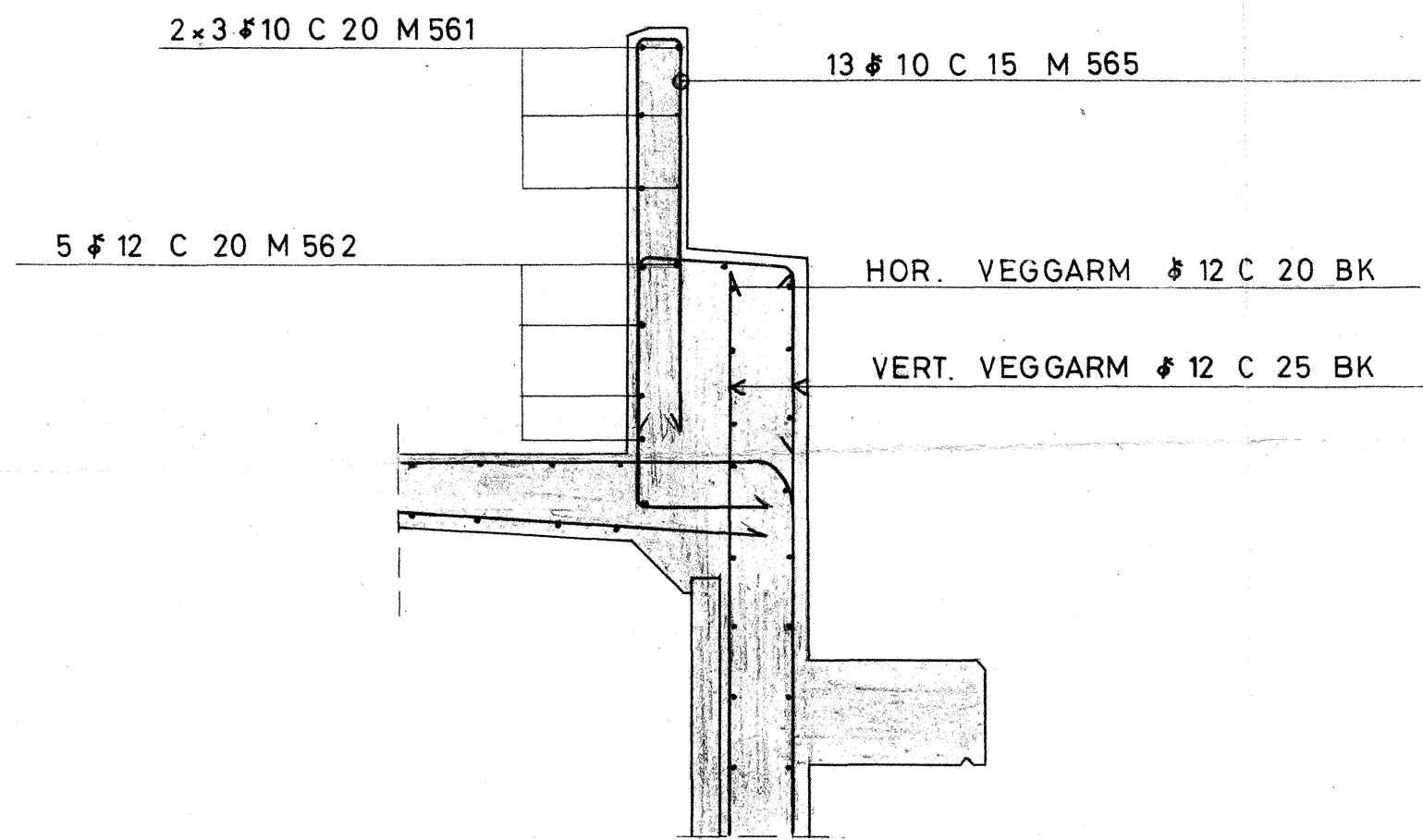


SNITT A-A
1:20

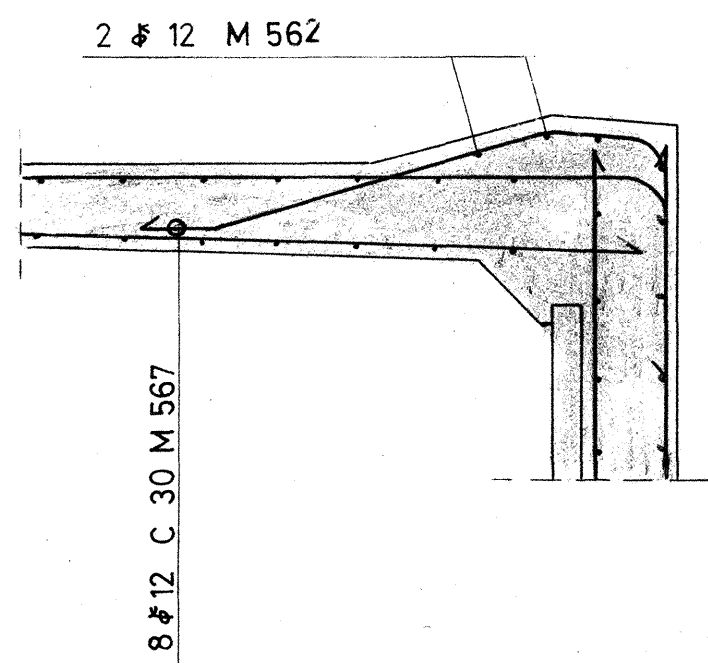
KUN ARMERING AV REKKVERK ER VIST
SE OGSÅ : VEGGARMERING +46 (-44)
GANGRAMPE +48 (-47)



SNITT B-B
1:20



SNITT C-C
1:20

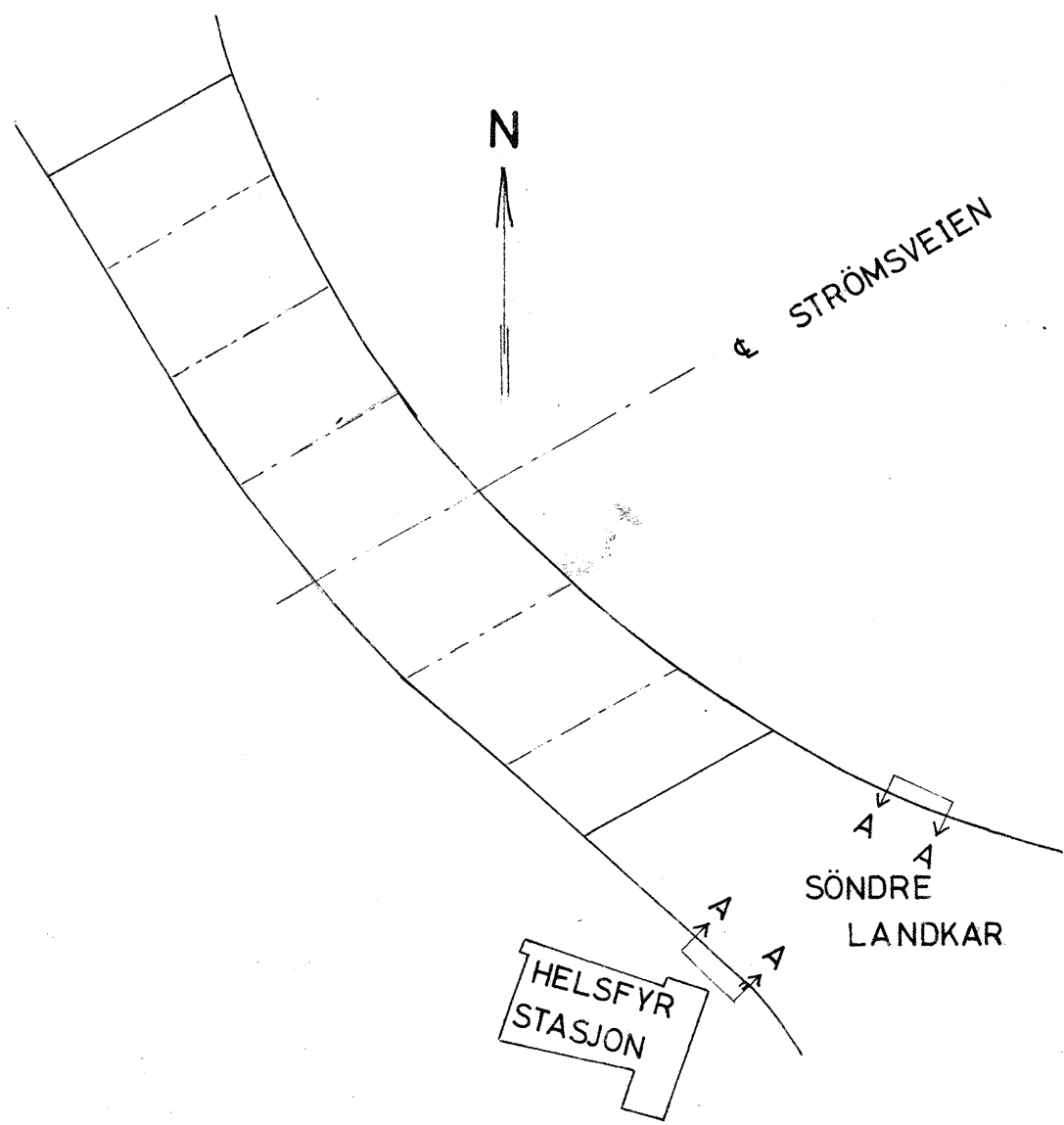


SNITT D-D
1:20

FP FOR S.Ø. ER .60
FP FOR S.V. ER .58

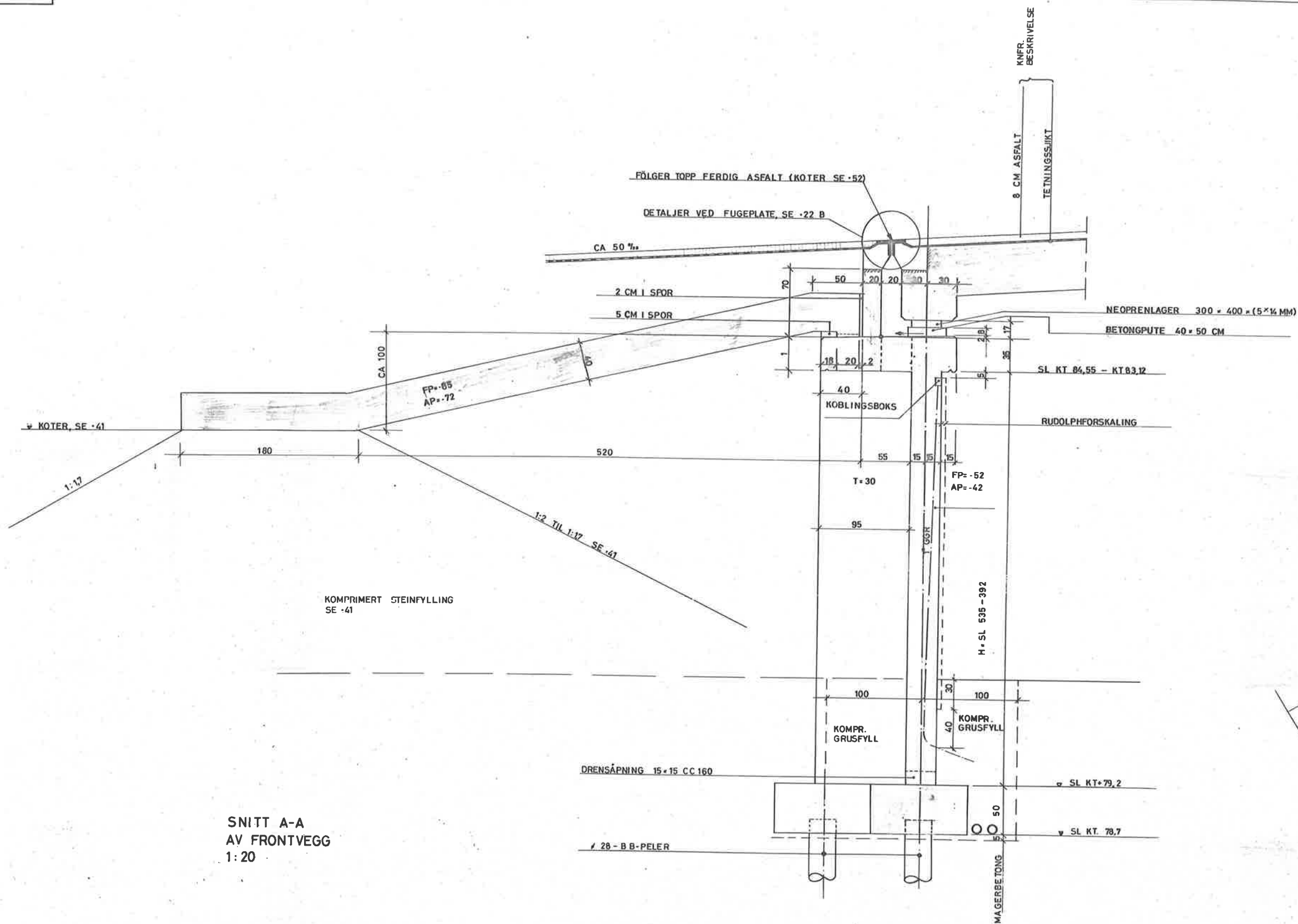
S.V. REKKVERK UTFØRES
TILSVARENDE.

ARMERING FRA VEGG OG
GANGRAMPE ER KUN VIST
DER DET HAR SAMMENHENG
MED ARMERING AV REKKVERK



Nyttelast	OVV'S LASTFORSKR.
Utf.klasse	B
Sp.klasse	I
Betong B	350
Dmaks	38 MM
Armering	KS 50

Merke	Rettelse	Rettet av	Dato
OSLO VEIVESEN		Tegn R J S	28.4.67
BRU I GRENSEVEIEN SØNDRE LANDKAR PLASSTØPT REKKVERK ARMERINGSPLAN		Kfr. <i>Wij</i>	19/5/67
DR. ING A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2		797.83	
PARKVEIEN 57 - SENTRALBORD 56 45 80			

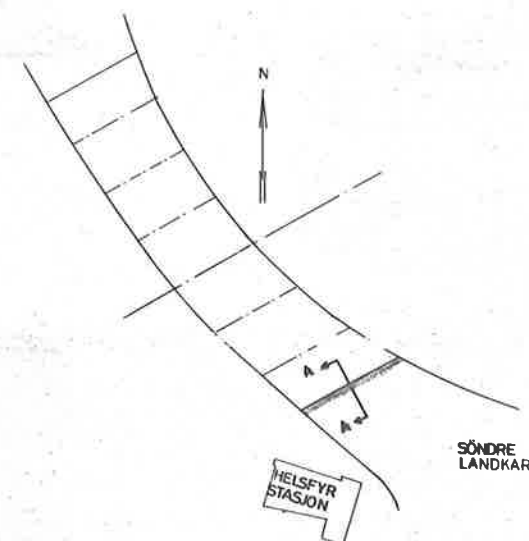


E VERK
KOBLEINGSBOKSER MM SE B-9182
GJENNOMFØRING AV E-VERKETS
KABLER I FRONT, SE-40

NEOPRENLAGER PLOSSERES PÅ
EN 40-50 CM BETONGPUTE
(ARMERT). MONTERES PARALLELT
MED ENDEDRAGER.

84

SNITT A-A
AV FRONTVEGG
1:20



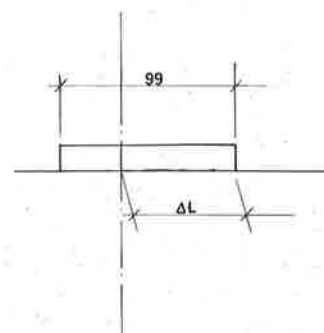
Nyttelast
OVV'S
LASTFORSKR.
Uttak
B
Sp. klasse
I
Betong B
350
Dybde
38 MM
Armering

Mark	Betong	Reinert av	Dato
OSLO VEIVESSEN		Tom-RJS	19.4.67
BRO I GRENSEVEIEN			
SØNDRE LANDKAR			
SNITT FRONTVEGG			
		Målestokk	
		1:20	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2			797-84
PARKVEIEN 57 - SENTRALSTAD 50 45 50			

99-264

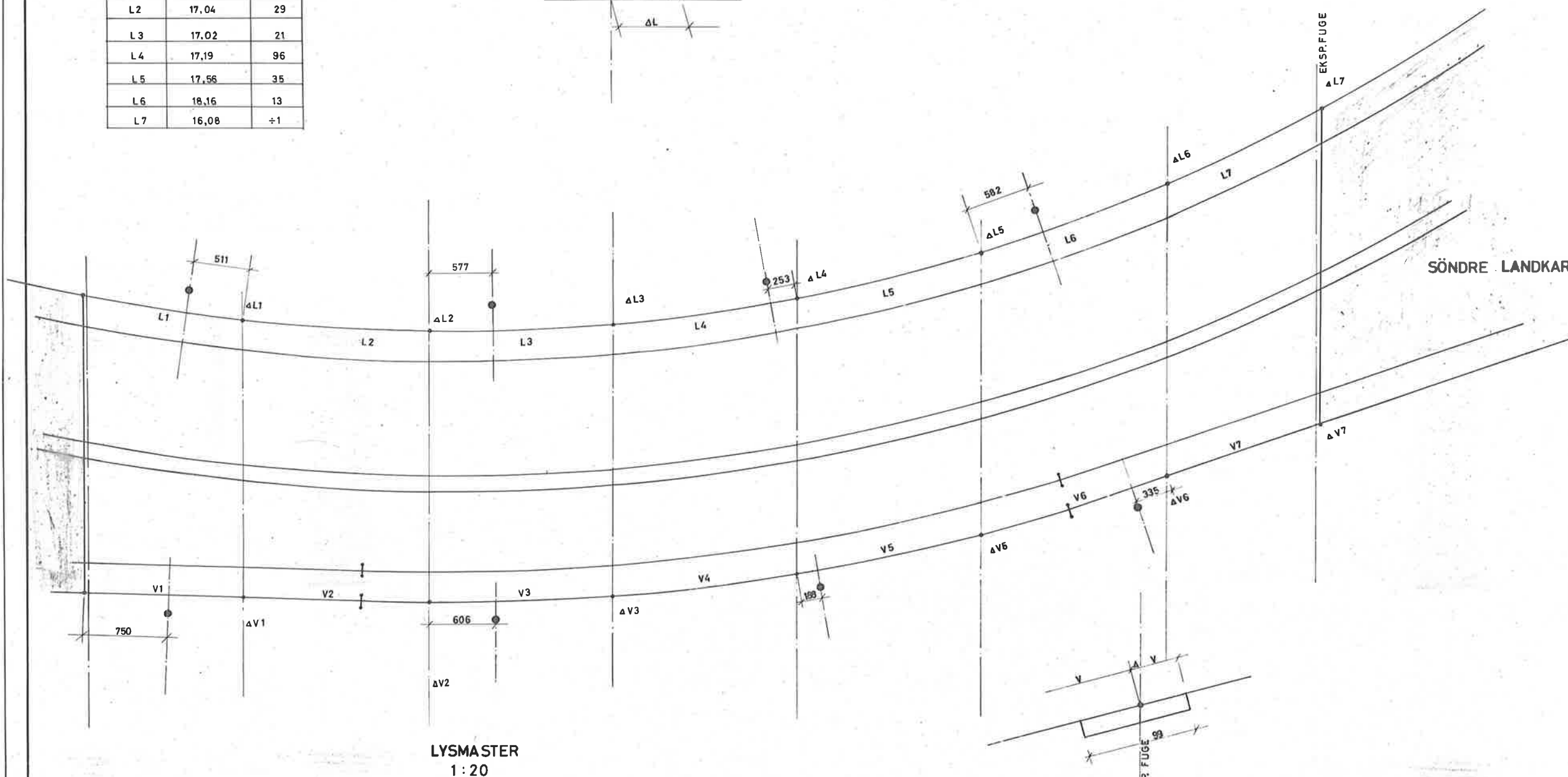
6.6.78

		ΔL
L1	14,57	38
L2	17,04	29
L3	17,02	21
L4	17,19	96
L5	17,56	35
L6	18,16	13
L7	16,08	± 1



V1 ANGIR AVSTAND MELLOM DE INNSIRKLEDE PUNKTER, ΔV TILSVARENDE AVSETT MOT HØYRE ALLE MÅL ER LANGS REGULERINGSLINJENE.

DENNE TEGNING NYTTES VED PLASSERING AV 1" GGR RØR I BROPLATE. VED LYSMÅST ER Δ KOBLINGSBOKS INNMÅLT. DIMENSJONER FOR DENNE, SAMT ANDRE DETALJER SE B-9182, B-9189 FRA E-VERKET.



ELEMENTPLASSERING
1:20

SØYLEAKSE
ELLER ENSR FUGE

		ΔV
V1	14,41	58
V2	17,01	56
V3	17,01	53
V4	17,14	38
V5	17,41	95
V6	17,79	15
V7	15,13	0

Nyttelast OVVS
Utt klasse B
Sp. klasse I
Betong B 350
Drekte 38 MM
Armering

Navn	Beskrivelse	Revidert av	Dato
OSLO VEIVESEN	BRO I GRENSEVEIEN BROPLATE ELEKTRISK KOBLINGSBOKSER PLASSERING	Tegn. RJS	25.4.67
		Dr. Ing. A. AAS-JAKOBSEN	1:20, 1:200
		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO 2	797-85

A1

A2

A3

A4

A5

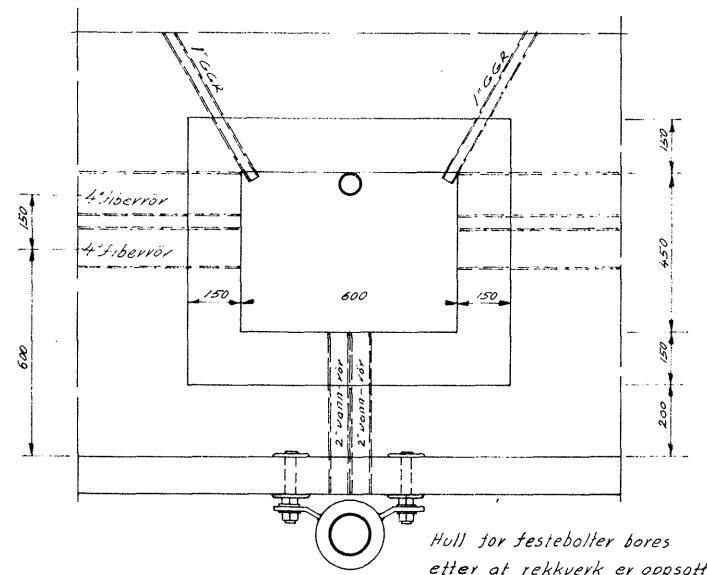
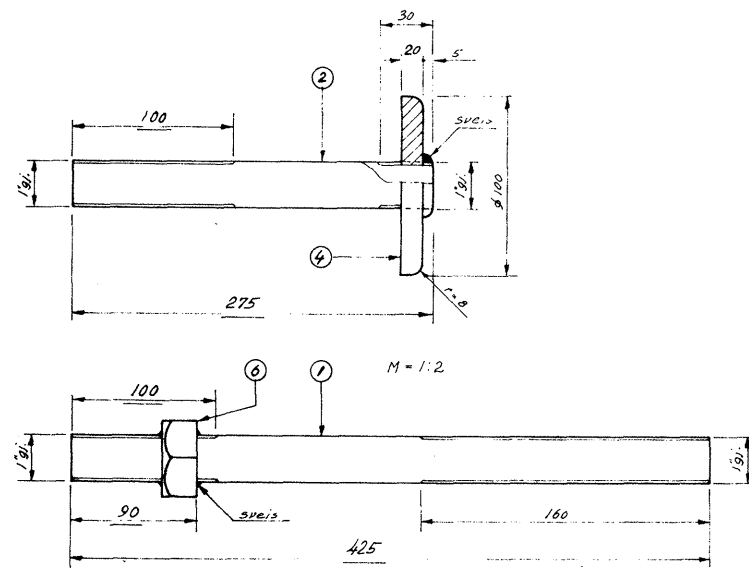
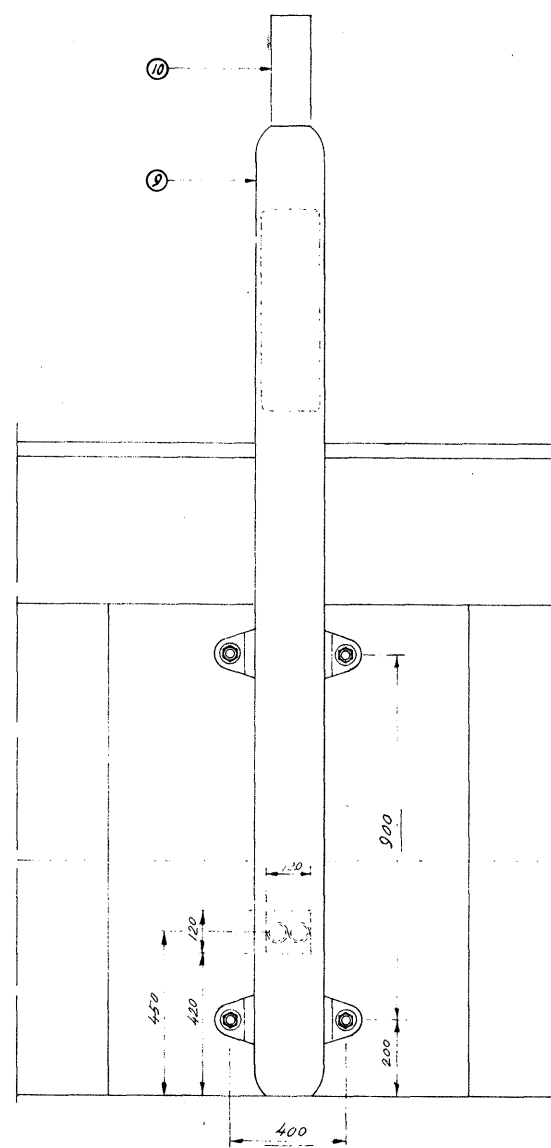
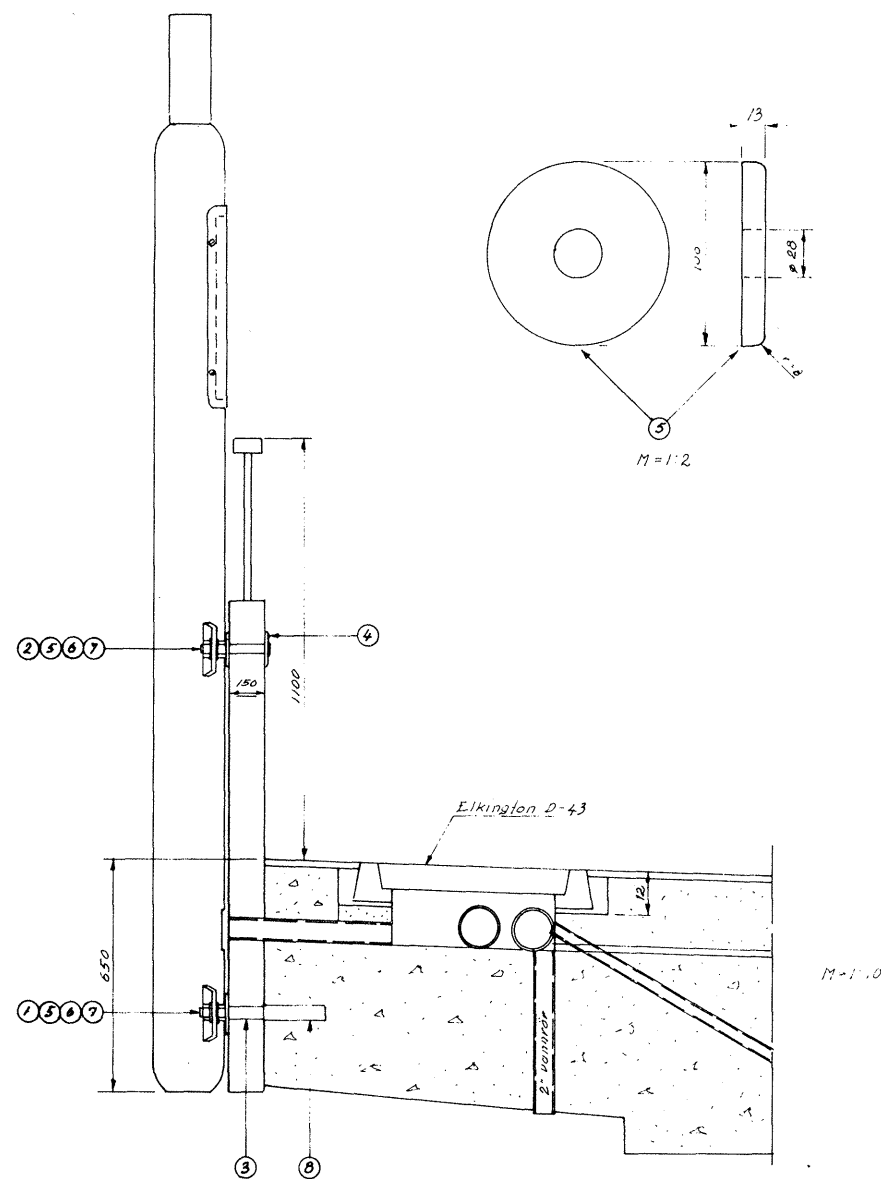
A5

A4

A3

A2

A1

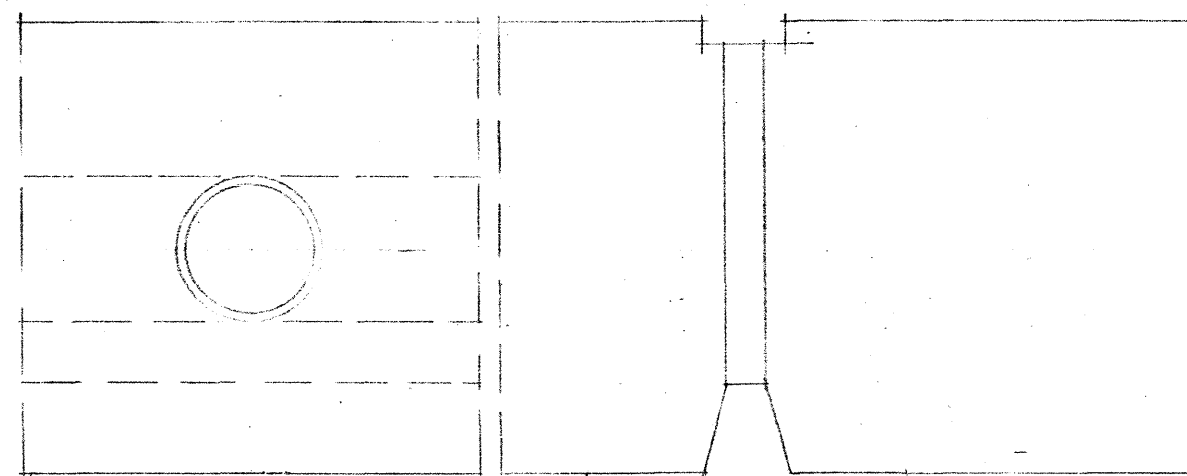


Hull for festebolter bores
etter at rekkverk er oppsatt

Se tegn. B-9182, B-9188, B-9191

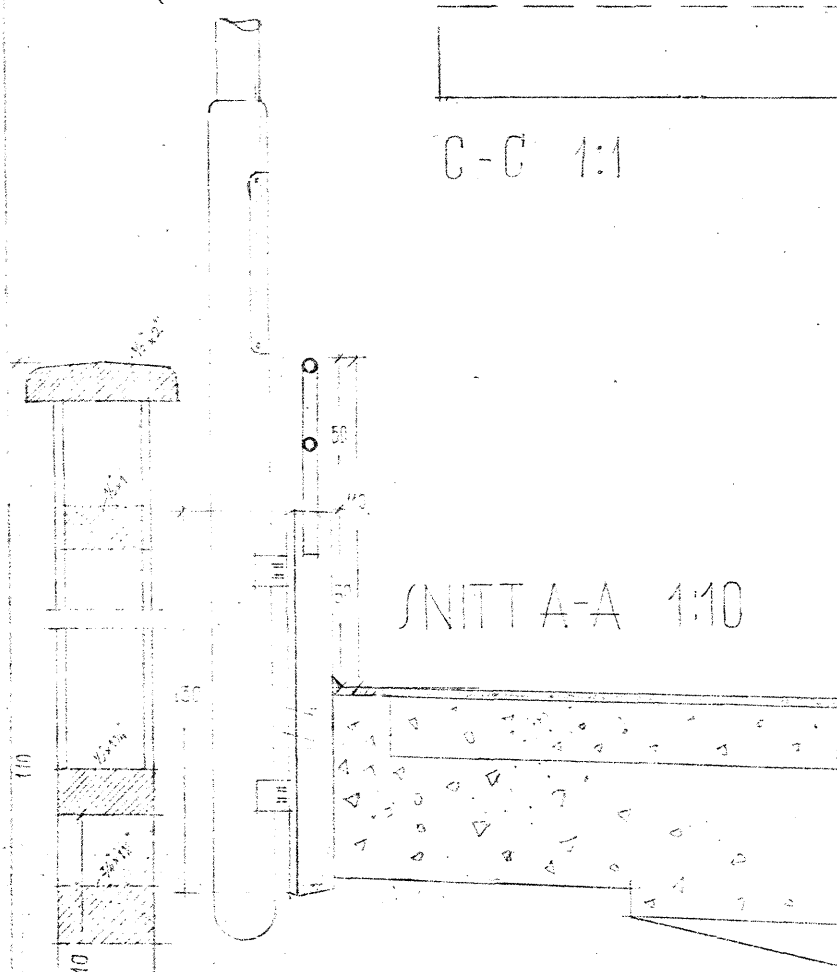
1	Lysmast	9	9.5-11m	tegn. B-8971
2	Rawl hylse	8	1"	K 20
3	Underlagsskive	7	1"	galv.
4	Mutter	6	1"	
5	Skive	5	flst. 100x13 x 100	
6	Skive	4	flst. 100x20 x 100	
7	Krove	3	varnrør 1" x 150	
8	Festebolt	2	Rundst 1" x 275	
9	Festebolt til Rawl hylse	1	Rundst 1" x 425 galv.	
Ant	Gjenstand	nr	Dim	Merknad
B	M 9-65. Div. mål, egen tegn. Lysmast, B-8971			
A	23/8-65. Feste mål for mast			

Målestokk		Tegnet: 30.7.65	TF
1:2		Trasert:	
1:10		Sett: 4.8.65	
Gr:		Kontr:	
27.8.65		Godtatt: 5.9.65	
Erstatn. for: B-9189			
Oslo Lysverker		B-9189	
Elektrisitetsverket		2.6	

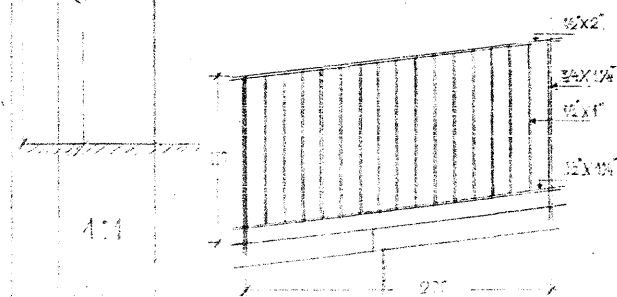


C-C 1:1

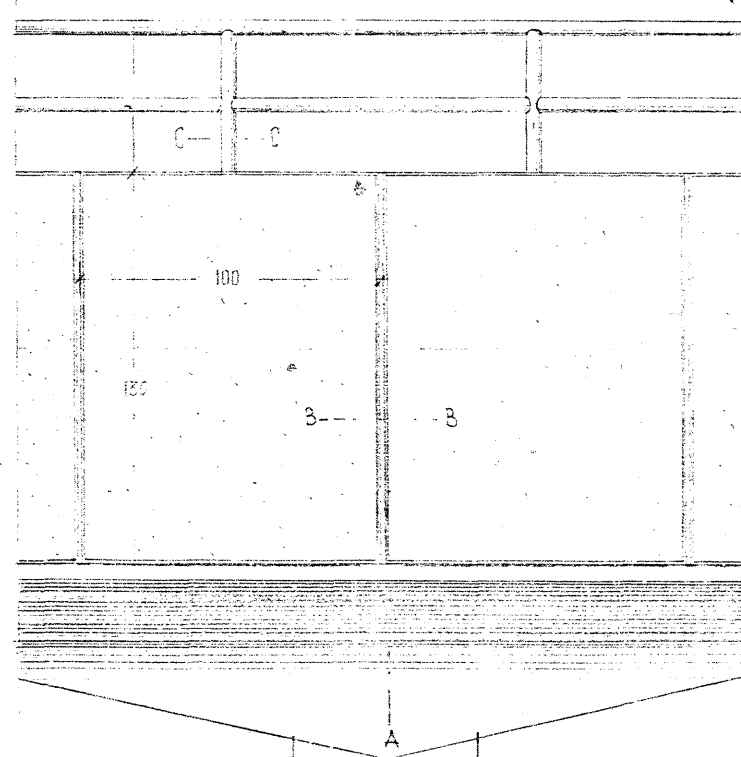
B - B 111



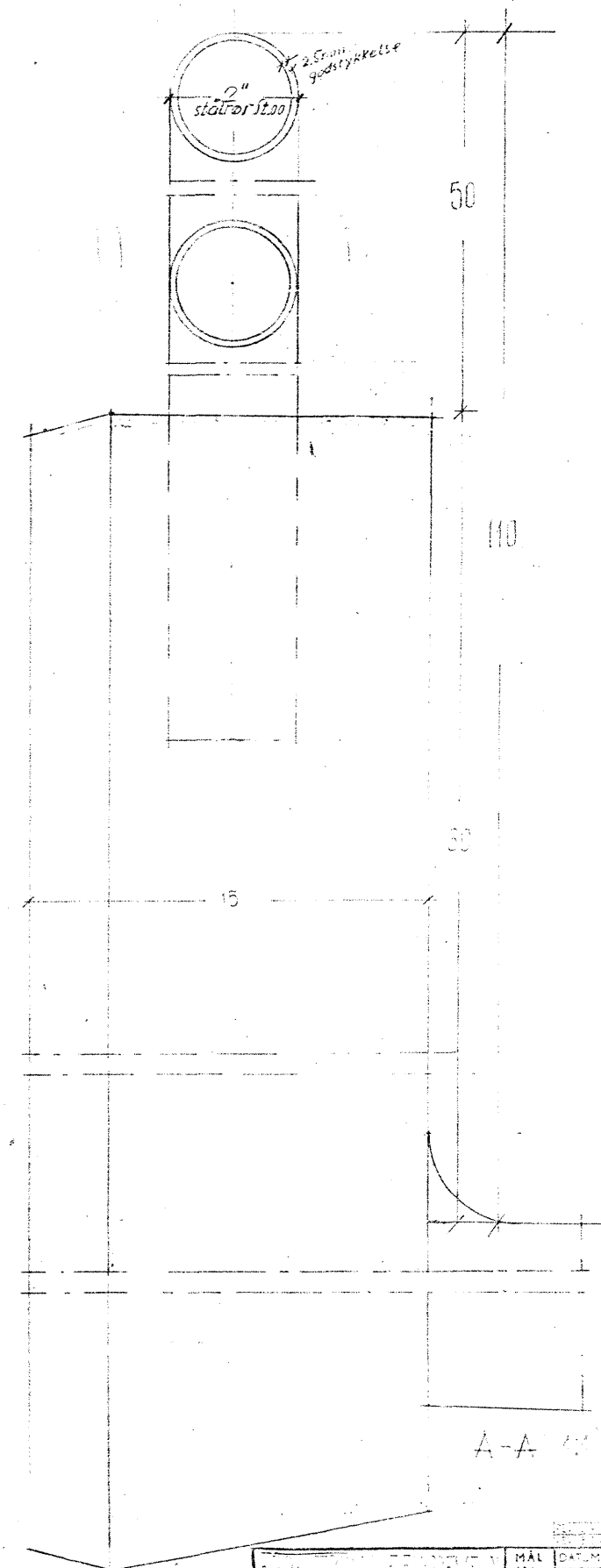
SNITT A-A 1:10



GANGVEIENKYERK. 4 20



REKAMERK SETT UTENFRA 1.40



A-A 10

OSLO BYARBEITERKONTOR DEN KUNSTNERE AVDELING	MÅL 1/2	DATUM 1/2
1/2	TEKST 1/2	INTR. 1/2

BILAG B: 03-0225 GRENSEVEIEN BRU -

BÆREEVNEVURDERING FREMTIDIG FELTINDELING

GRENSEVEIEN BRU – COWI DESEMVER 2023

DESMEBER 2023
OSLO KOMMUNE - BYMILJØETATEN

03-0225 GRENSEVEIEN BRU

BÆREEVNEVURDERING FREMTIDIG FELTINNDELING GRENSEVEIEN BRU



ADRESSE COWI AS
Karvesvingen 2
Postboks 6412 Etterstad
0605 Oslo
TLF +47 02694
WWW cowi.no

DESMEBER 2023
OSLO KOMMUNE - BYMILJØETATEN

03-0225 GRENSEVEIEN BRU

BÆREEVNEVURDERING FREMTIDIG FELTINNDELING GRENSEVEIEN BRU

OPPDAGSNR.	DOKUMENTNR.
A234533	NOT-KON-002-Bæreevnevurdering fremtidig feltinndeling

VERSJON	UTGIVELSESdato	BESKRIVELSE	UTARBEIDET	KONTROLLERT	GODKJENT
00	28.10.2022		ermd	haan	aalb
01	22.12.2023		ermd	haan	aalb

INNHOOLD

1	Bakgrunn	7
2	Sammendrag	8
3	Grunnlag	9
3.1	Geometri	9
3.2	Materiale	10
3.3	Armeringsføring	11
3.4	Betongprøver	11
4	Beregninger	13
4.1	Globalmodell	13
4.2	Laster	14
4.3	Bruas virkemåte	17
4.4	Vurdering av kritiske snitt	20
4.5	Vurdering av opprinnelig dimensjonering	23
4.6	Vurdering dagens situasjon	23
4.7	Vurdering fremtidig situasjon	29
5	Konklusjon	38
6	Vedlegg	39
7	Referanser	40

Revisjonshistorikk

Revisjon 1

Ny /endret tekst er i blått

Generelt noen små rettelser/presisering av tekst

Kap. 3.2: Endret materialkvalitet etter betongprøver

Kap. 3.4: Nytt kapittel med resultater av betongprøver vurdert

Kap. 4.2.3: Nytt kapittel med vurdering av setninger

Kap. 4.6.2: Oppdaterte beregninger etter betongprøver

Kap. 4.7.2: Oppdaterte beregninger etter betongprøver

Konklusjon oppdatert

Vedlegg 2 lagt til

1 Bakgrunn

BYM i Oslo ønsker å endre trafikkinndelingen på Grenseveien bru for å få plass til fortau og sykkel felt over brua langs nordre føringskant.

Vår oppgave er å undersøke om fremtidig kjøremønster (fremtidig trafikksituasjon) gir større påkjenninger enn hva brua er klassifisert for i dag, og om den har tilstrekkelig kapasitet.

Til grunn for opprinnelig situasjon legges regelverk OVV 1/1965 [1] og for ny situasjon Statens vegvesens Håndbok V412 [2] med de spesifiseringer som er gitt i BRUTUS.

Kontroll etter håndbok V412 er kun en bæreevnevurdering, det gjøres ikke kontroll av bruksgrensetilstander. Det vil si at de riss som har oppstått på underside bru er ikke vurdert.

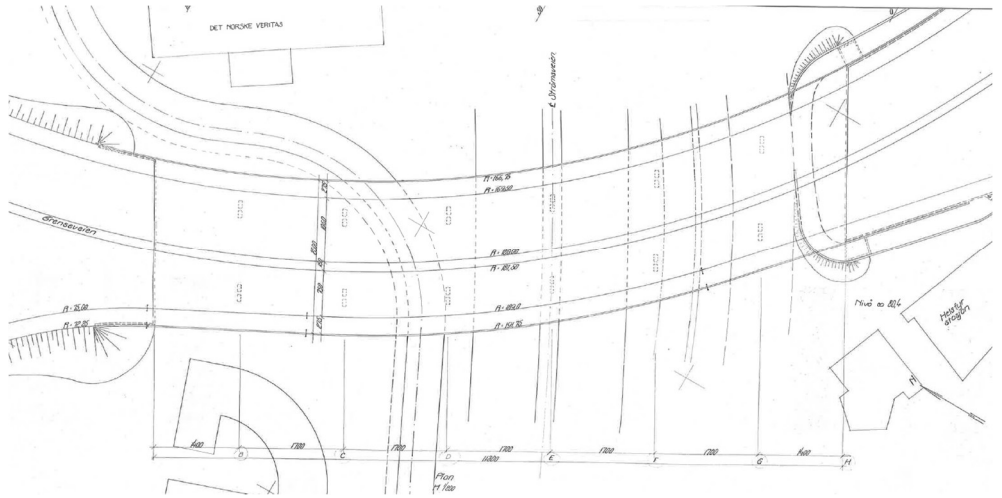
2 Sammendrag

Brua er modellert i FEM-Design for å finne virkemåte og dimensjonerende krefter. Dimensjonerende krefter er kontrollert med beregnet kapasitet i henhold til armeringstegninger. Brua har grei kapasitet med hensyn på moment, men overutnyttelse med hensyn på skjær. Det gjelder og i dagens situasjon.

3 Grunnlag

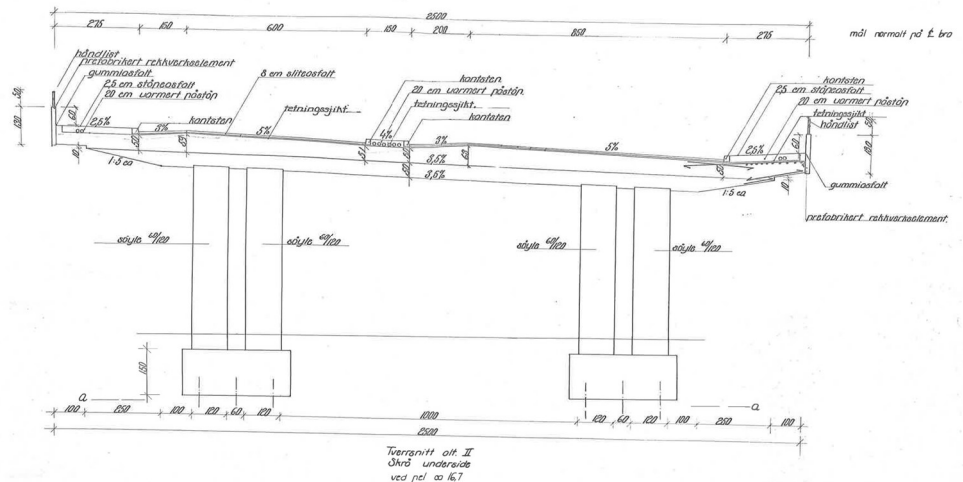
3.1 Geometri

Som grunnlag for beregningene ligger originale arbeidstegninger mottatt fra AAJ. Brua er 113m lang over 7 spenn, og ligger i kurve. Brua har breddeutvidelse i hver ende og er derfor ca. 27m bred i akse 1, 25m generelt og 29,6m bred i akse 8.

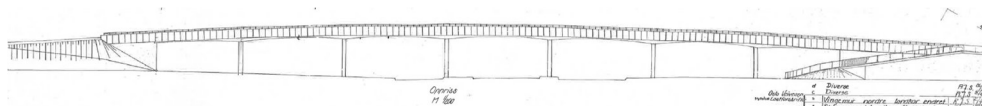


Figur 3-1: Plan som angitt på originaltegning.

Det generelle tverrsnittet og oppriss er gitt i Figur 3-2 og Figur 3-3. Tykkelsen på brua varierer både i lengderetning og tverretning. Minste tykkelse er i felt på 500mm, og største tykkelse er over støtte på 1163mm. Fortau er 400mm tykt. Tverrsnittet fra original tegning er gitt under



Figur 3-2: Tverrsnitt som angitt på originaltegning



Figur 3-3: Oppriss som angitt på originaltegning.

Brua er opplagret på 17 neoprenlagre i akse 1 (tegn. 7917-19) og 10 neopren lagre i akse 8 (tegn. 797-52). I alle andre akser er brua monolittisk støpt med 2x2 søyler med dimensjon 600x1200. Det er to fundament i hver akse, fundamentert på 3stk vertikale utstøpte stålrørspeler til berg. Lengden på søylene er ikke kjent, men målt på oversiktstegning får en varierende høyde på 5,1m til 6,3m.

3.2 Materiale

I henhold til tegninger er brua er bygget i B350 betong. Brua er armert med Ks 50 (tegn. 797-11). I henhold til V413 [3] har de følgende egenskaper:

Tabell 2.1.2 Betongens karakteristiske trykkfasthet, f_{ck}

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)	NS 3473 (1973-2003)	NS 3473 (2003-2010)	f_{cn} (N/mm ²)	NS-EN 1992-1-1 (NA 3.1.2)	f_{ck} (N/mm ²)
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	Fasthets- klasse	Fasthets- klasse		Fasthets- klasse	
Før 1920	C-betong	B 200	C 15	B 10	11,2	B 12	12
1920-1945	B-betong	B 250	C 20	B 16	14,0	B 16	16
Etter 1945	A-betong	B 300	C 25	B 20	16,8	B 20	20
		B 350	C 30	B 25	20,3	B 25	25
		B 400	C 35	B 28	22,4	B 28	28
		B 450	C 40	B 32	25,2	B 32	32
			C 45	B 35	27,3	B 35	35
		B 600	C 55	B 45	34,3	B 45	45

Figur 3-4: Materialegenskaper betong iht. V413.

Tabell 2.1.3 Armeringens karakteristiske flytegrense, f_{yk}

Armeringstype	Armeringskvalitet	Diameter (mm)	f_{yk} (N/mm ²)
Glattstål	St. 37	8-32	230
Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
		25-32	380
	Ks 50 og Ks 50 S	8-16	500
		20-32	480
	Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
	K 400 S og K400 TS	8-32	400
	K500 S og K500 TS	8-32	500
	K500 TE	8-32	500
	B500C	8-32	500

Figur 3-5: Materialegenskaper armering i henhold til V413

I henhold til betongprøver tatt 4.september, se kapittel 3.4, så kan det antas at betongen har trykkfasthet $f_{ck} = 41,8 \text{ MPa}$. Det tilsvarer at en kan anta B40 betong i beregningene. Antar derfor $f_{cn} = 30,8 \text{ MPa}$ og $f_{tn} = 2,15 \text{ MPa}$.

E-modulen beregnes i henhold til NS 3473 [4], 9.2.1. E-modulen settes til $E = 24\,951 \approx 25\,000 \text{ kPa}$.

3.3 Armeringsføring

Armering er vist på tegning 797-73 til 797-76. Generell armeringsføring i veibanen er (tall i parentes gjelder for senter bru):

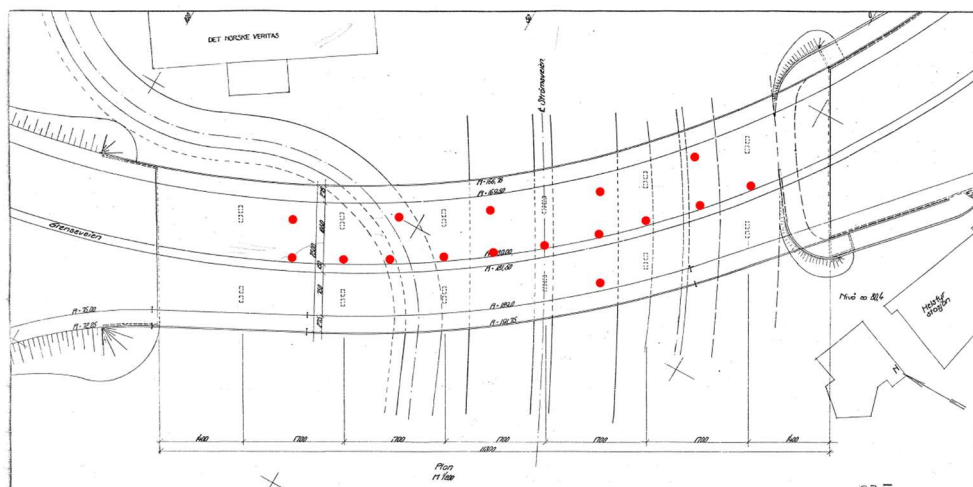
Tabell 3-1: Armeringsføring i bruplate

	Over støtte	I felt
UK lengderetning	Ø16c200	Ø26c100
UK tverretning	Ø26c100	Ø16c200
OK lengderetning	Ø26c90 (Ø26c160)	Ø16c250
OK tverretning	Ø26c300 + Ø26c100/200	Ø16c250

Overdekning er ikke angitt på tegninger. Ut fra en detalj kan en måle seg fram til 35mm som svarer med krav i NS 427 [5] som angir 30mm.

3.4 Betongprøver

Det er utført betongprøver av brua 4. september 2023. Det er tatt ut totalt 16 prøver som ble trykktestet hos Sintef. Prøvene ble tatt ut følgende steder, som er antatt de svakeste stedene i henhold til støpeloggen.



Figur 3-6: Plassering av betongprøver

Prøvene ble tatt fra overside bru, og rapporten er vist i vedlegg 2. Midlere betongfasthet er regnet ut i henhold til NS-EN 13791 [6] til $f_{ck} = 41,8 \text{ MPa}$ i Tabell 3-2.

Tabell 3-2: Utregning av midlere betongfasthet

Prøve	ID	f_{ck}	Std.avvik
1	F2V	34,3	31,99
2	F3V	40,5	0,30
3	F4V	34,7	27,63
4	F5V	45,9	35,33
5	F6V	43,3	11,18
6	F2M	41	1,09
7	F3M	39,7	0,07
8	F4M	39,7	0,07
9	F5M	42,1	4,60
10	F6M*	33,2	45,65
11	F5H	39	0,91
12	A3	44,8	23,46
13	A4	41,5	2,38
14	A5	39,3	0,43
15	A6	40,7	0,55
16	A7	39,6	0,13
	$f_{m(16),is}$	39,96	
	$f_{is,lavest}$	33,2	
	S		3,52
	$f_{ck1,is}$	41,8	
	$f_{ck2,is}$	43,1	
	$f_{ck,is}$	41,8	

4 Beregninger

Brua er en platebru og kontrolleres derfor for bæring i to retninger. Det settes opp en globalmodell i FEM-Design for å se bærevirkning.

4.1 Globalmodell

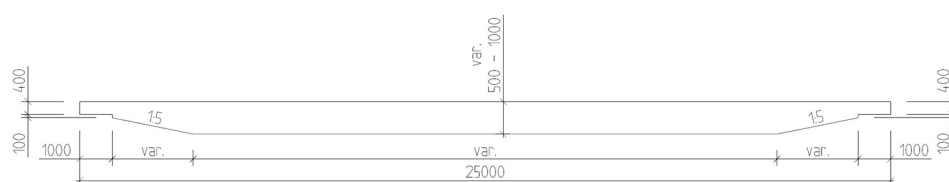
Brua modelleres med riktig horisontalkurvatur og bredder. Det velges å ikke modellere tverrfall og vertikalkurvatur da dette ikke vil påvirke kreftene i vesentlig grad.

Brua har varierende tykkelse både i lengderetning og tverretning. Minste tykkelse er 500mm i felt, og største tykkelse er 1163mm over støtte. Tverrsnittet forenkles til å ha lik tykkelse i tverretning, men varierende tykkelse fra 500mm til 1000mm i lengderetning. Underkant av bru er antatt å følge parabelform. FEM-Design er ikke i stand til å modellere dette, men hvert segment er derfor modellert med 4 elementer med variabel tykkelse som følger:

Tabell 4-1: Modellert tykkelse for gitte snitt i FEM-Design

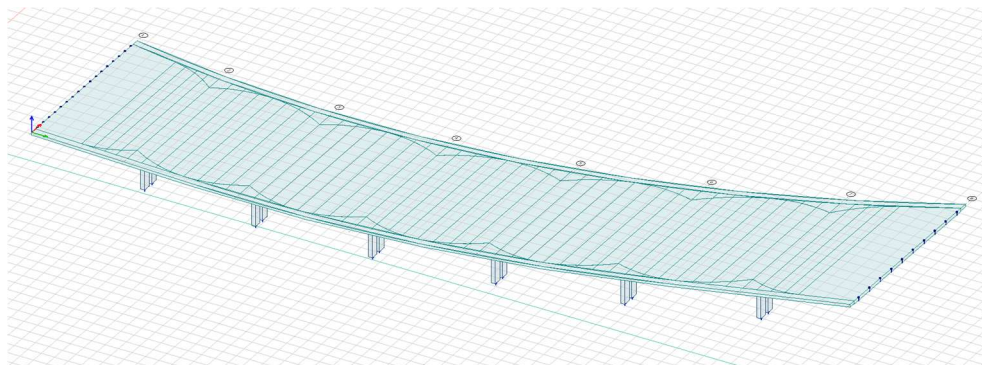
Snitt	Tykkelse [mm]
1	1000
2	781
3	625
4	531
5	500

Geometri for modellert tverrsnitt blir som følger

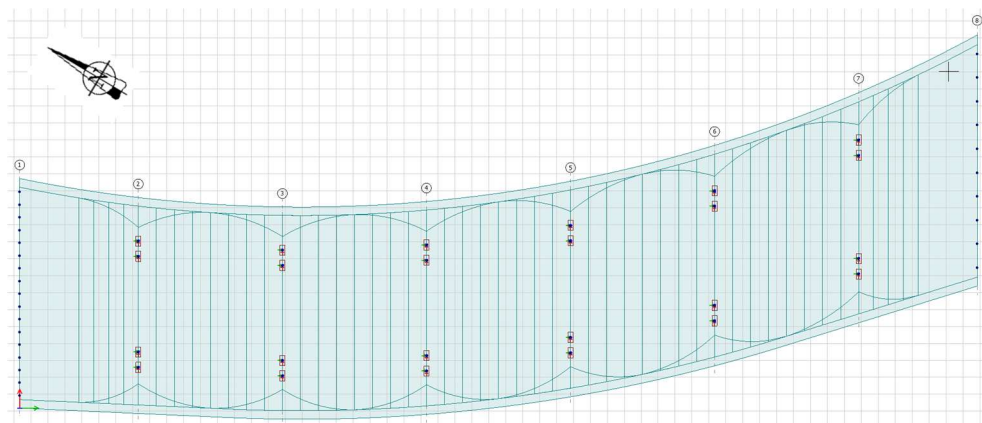


Figur 4-1: Modellert tverrsnitt

Alle søylene i aksene modelleres som 5,5m høye. Modellen ser ut som følger i FEM-Design:



Figur 4-2: Isometrisk perspektiv av brua i FEM-Design



Figur 4-3: Plan perspektiv av brua i FEM-Design



Figur 4-4: Oppriss av brua i FEM-Design

4.2 Laster

Brua er vurdert for egenvekt og trafikklast. Kryp, svinn, temperatur og vind er foreløpig ikke vurdert, og anses ikke å gi alt for store krefter.

4.2.1 Permanente laster dagens situasjon

Følgende egenvekter vurderes

- > Egenvekt betong
- > Midtrabatt
- > Opphøyning fortau
- > Slitelag
- > Betongrekkverk

Egenvekt betong

Brua har varierende tykkelse i tverretning. I senter spenn varierer tykkelsen fra 500mm til 630mm, og over støtte varierer tykkelsen fra 1000mm til 1130mm. Målt i AutoCad har dekket, på det tynneste, et areal på $13,5\text{m}^2$ mens modellert areal er $12,3\text{m}^2$. Det vil si at $1,2\text{m}^2$ betong må legges inn som ekstra vekt. Over 25m bredde tilsvarer det 48mm betong. Legger på $0,05\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 1,25\text{kN/m}^2$.

Midtrabatt

I dagens situasjon har brua en 1,5m bred midtrabatt med 20cm påstøp (tegn. K797-11). Det gir en last på 5kN/m^2 .

Opphøyning fortau

Fortauet er forhøyet med en 200mm uarmert påstøp og 25mm støpeasfalt (slitelag) (tegn. K797-11). Det gir en last på $5,625\text{kN/m}^2$.

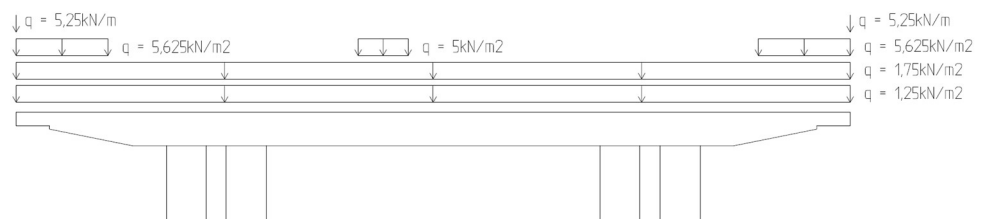
Slitelag

Antar 70mm slitelag som tilsvarer $1,75\text{kN/m}^2$.

Rekkverk

Brua har et prefabrikert betongrekkverk med stålrekkverk montert på. Betongrekkverket er 150×1300 stort (tegn. 797-56) som gir en vekt på $4,875\text{kN/m}$. Antar at totalvekt for betongrekkverket og påmontert stålrekkverk blir $5,25\text{kN/m}$.

Disse lastene gir følgende lastfordeling:



Figur 4-5: Påført superegenvekt i tillegg til konstruksjonsvekt, dagens situasjon, i FEM-Design

4.2.2 Permanente laster fremtidig situasjon

Følgende egenvekter vurderes

- > Egenvekt betong
- > Påstøp

- > Slitelag
- > Betongrekkverk

Egenvekt betong

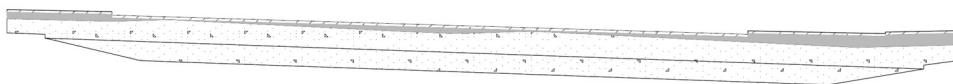
Egenvekt betong anses som lik som dagens situasjon.

Slitelag

Antar 70mm slitelag, både i veibane og over gang/sykkelfelt, som tilsvarer $1,75\text{kN/m}^2$.

Påstøp

For å få ensidig fall på 3% i veibanen og for å bygge opp sykkelfelt og gangbane (antar 90mm over kjørebane) må det legges en påstøp. Fremtidig situasjon vil bli som følger:



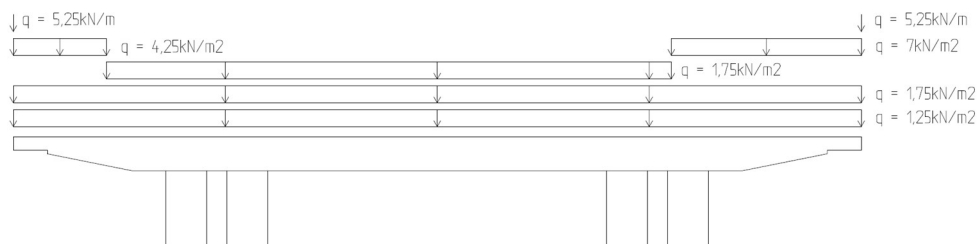
Figur 4-6: Tverrsnitt i fremtidig situasjon med påstøp og asfalt

- > I veibanen legges det $1,17\text{m}^2$ med påstøp, som over $16,65\text{m}$ tilsvarer $\approx 0,07\text{m}$, eller $1,75\text{kN/m}^2$.
- > På vestre fortau legges $0,48\text{m}^2$ med påstøp, som over $2,75\text{m}$ tilsvarer $\approx 0,17\text{m}$, eller $4,25\text{kN/m}^2$.
- > På østre fortau legges $1,56\text{m}^2$ med påstøp, som over $5,6\text{m}$ tilsvarer $\approx 0,28\text{m}$, eller 7kN/m^2 .

Rekkverk

Antas likt som dagens situasjon

Disse lastene gir følgende lastfordeling:



Figur 4-7: Påført superegenvekt i tillegg til konstruksjonsvekt, dagens situasjon, i FEM-Design

4.2.3 Setninger

Brua er fundamentert på peler til berg. Det antas derfor ingen setninger.

4.2.4 Trafikkklaster

Følgende trafikkklaster er aktuelle å sjekke brua for:

- > OVV (kun dagens situasjon)
- > Oslo Lysverkers transportvogn (kun dagens situasjon)
- > Gangbanelast iht. OVV
- > BK10/60
- > Motorredskaper Sv 12/65
- > Spesialtransport, Sv 12/100
- > Gangbanelast iht. V412

For de forskjellige lastene henvises det til respektive regelverk for beskrivelse av lastene.

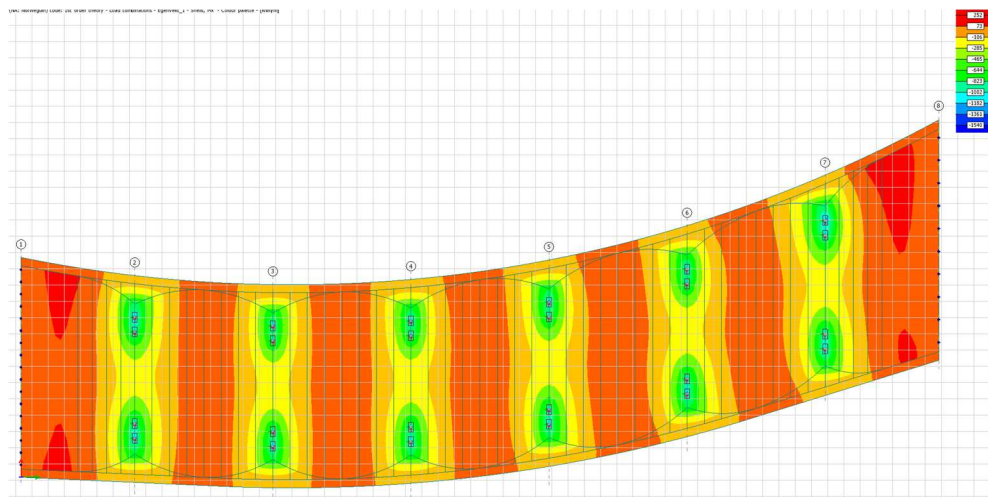
OVV kontrolleres kun for å få en formening om hva brua ble dimensjonert for i sin tid. Det er verdt å merke seg at OVV kan settes på i 4 lastfelt samtidig.

Jevnt fordelt last i henhold til V412 kan settes på i alle lastfelt samtidig.

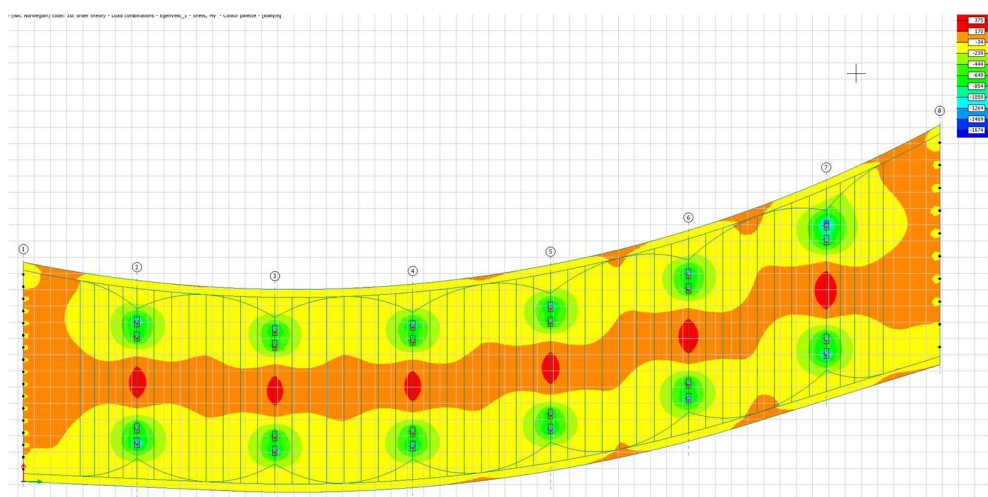
Punktlaster i henhold til V412 kan kun settes på i to lastfelt samtidig.

4.3 Bruas virkemåte

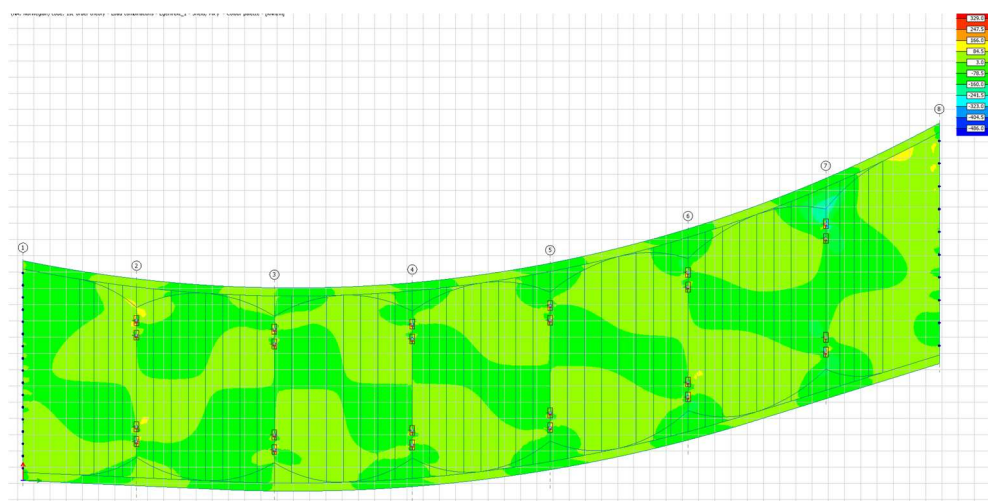
Ser på resultater fra egenvekt for å få en formening av bruas virkemåte.



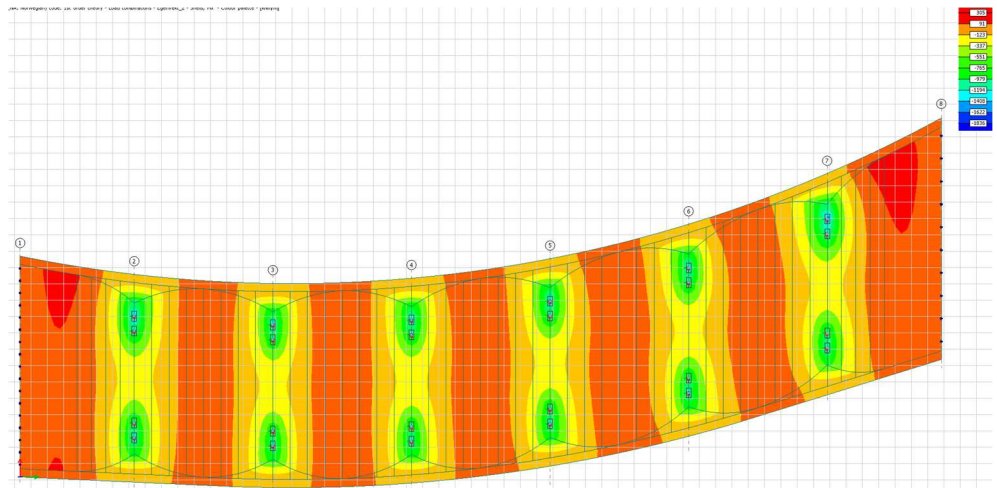
Figur 4-8: Globalt langsgående bøyemoment, M_x , fra egenvekt dagens situasjon



Figur 4-9: Globalt tverrgående bøyemoment, M_y , fra egenvekt dagens situasjon



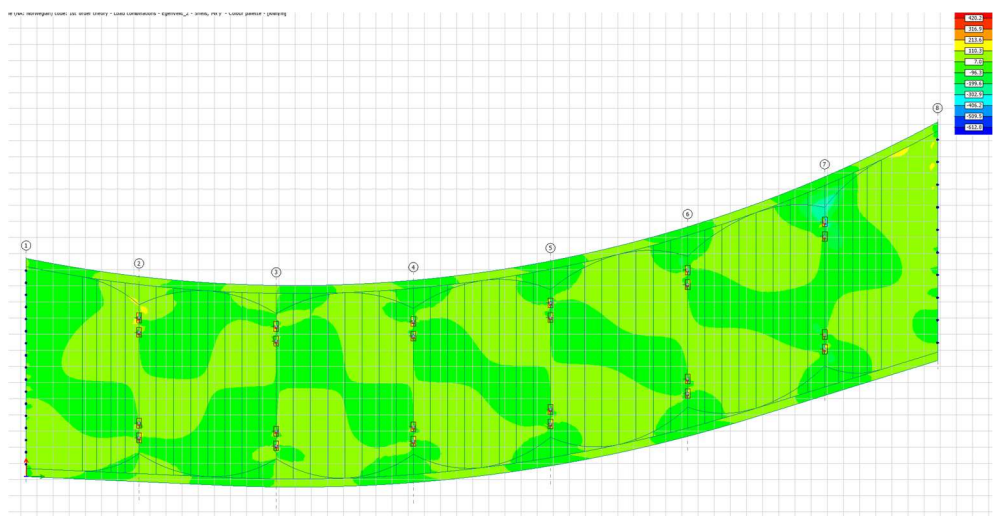
Figur 4-10: Globalt torsjonsmoment, M_{xy} , fra egenvekt dagens situasjon



Figur 4-11: Globalt langsgående bøyemoment, M_x , fra egenvekt fremtidig situasjon

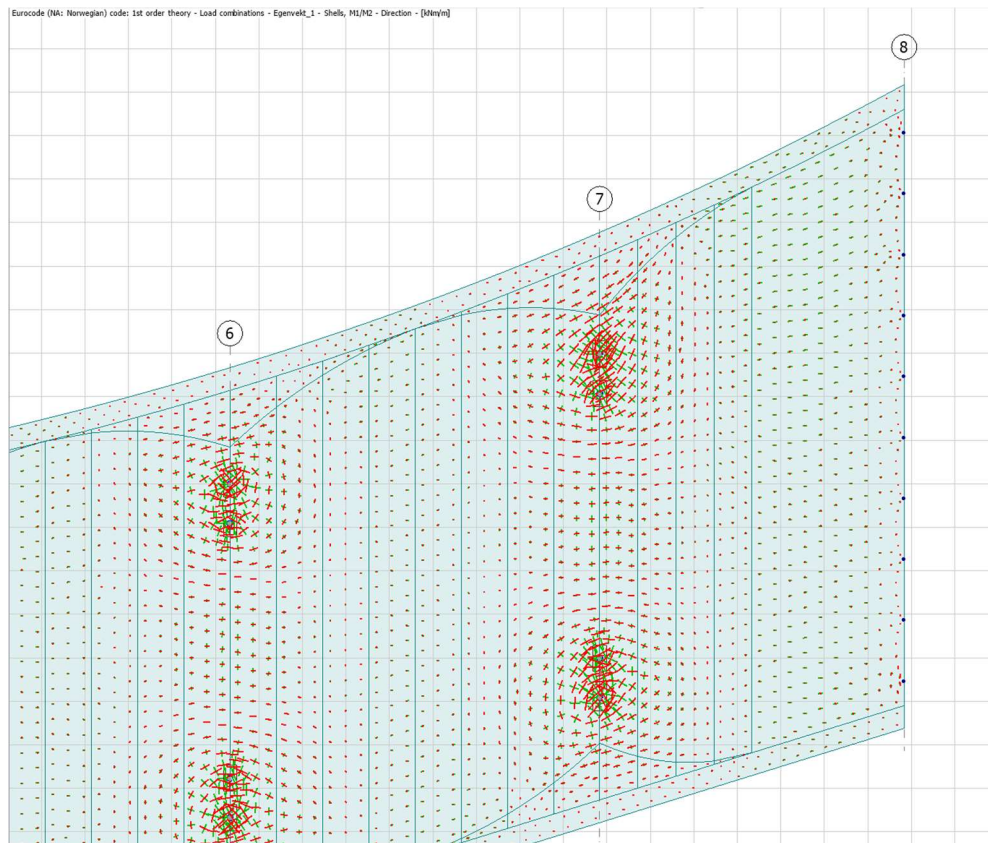


Figur 4-12: Globalt tverrgående bøyemoment, M_y , fra egenvekt fremtidig situasjon



Figur 4-13: Globalt torsjonsmoment, M_{xy} , fra egenvekt fremtidig situasjon

Plottene viser at det er i sør-østlig hjørne hvor kreftene er størst, grunnet kurvaturen til brua. Ser på hovedmomenter fra permanent last, dagens situasjon:



Figur 4-14: Hovedmomenter $M1/M2$ fra permanente laster, dagen situasjon

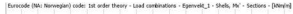
Vi ser at bru til en viss grad bærer som en enveis plate grunnet tverrsnittsendringen. Mye last går til midt mellom søyler, og fordeles så videre i tverretning til søyle. Det er naturlig at det var slik brua ble prosjektert da de ikke hadde tilgang til FEM-verktøy på 60-tallet.

En må derfor vurdere langsgående moment i felt, langsgående moment over støtte, langsgående skjær og tverrgående skjær. Tverrgående moment i akse vil ikke ha stor betydning grunnet statisk system og kort spennvidde i forhold til lengderetning. Dette viser og resultater, se kapittel 4.7.4.

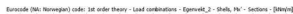
4.4 Vurdering av kritiske snitt

For å redusere antall lastplasseringer gjøres det en vurdering av kritiske snitt. Ser på bøyemoment over støtte og skjærkraft fra egenvekt i dagens situasjon og fremtidig situasjon.

For moment og skjær i langsgående retning, midles verdien over en bredde 5m. Det tilsvarer avstand mellom ytterkant søyler + $2 \cdot d$. For skjær i tverretning midles verdien over en bredde 2,6m. Det tilsvarer søylebredde + $2 \cdot d$.



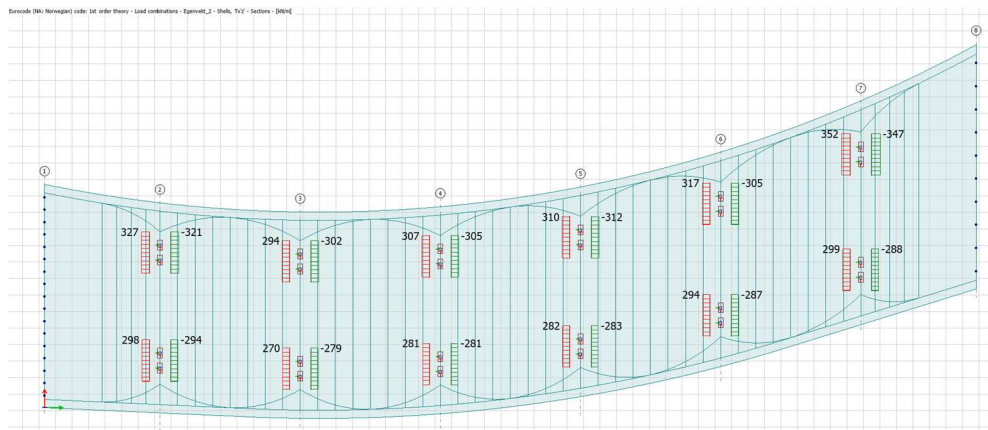
Figur 4-15: Moment over støtte fra permanente laster, dagens situasjon



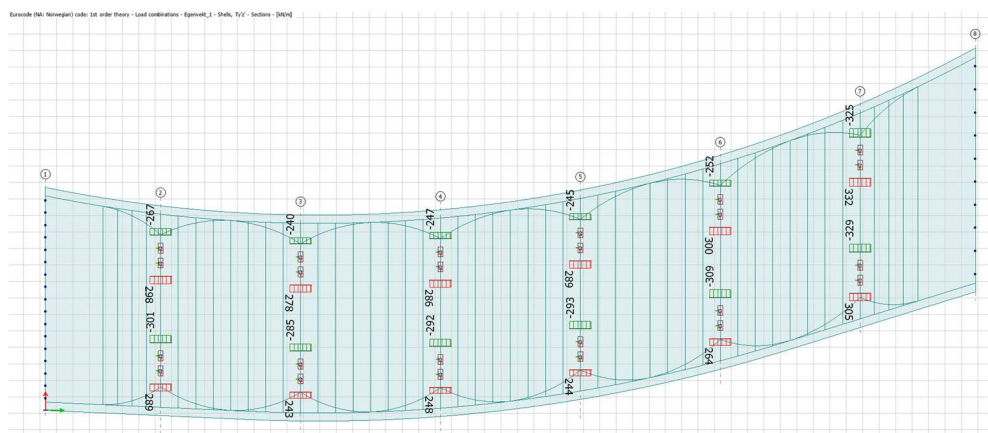
Figur 4-16: Moment over støtte fra permanente laster, fremtidig situasjon



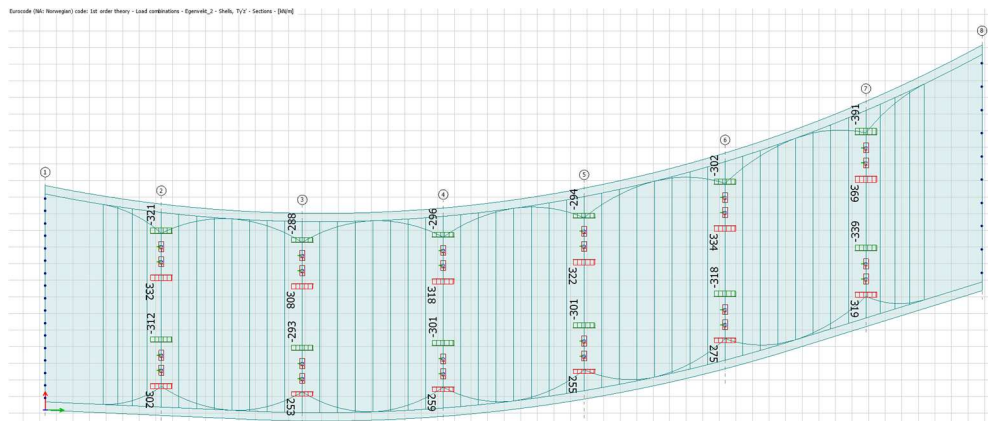
Figur 4-17: Langsgående skjær ved søyler fra permanent last, dagens situasjon



Figur 4-18: Langsgående skjær ved søyler fra permanent last, fremtidig situasjon



Figur 4-19: Skjær i tverretning ved søyler fra permanent last, dagens situasjon



Figur 4-20: Skjær i tverretning ved søyler fra permanent last, dagens situasjon

Resultatene bekrefter at tverrgående skjær må kontrolleres. Innledende vurdering viser og at moment i tverretning fra egenvekt er betydelig lavere enn langsgående moment.

Resultatene viser og at det er østlig søyle i akse 7 som er det mest kritiske området, og kapasitetsvurdering gjøres derfor rundt denne.

Moment i felt er generelt ikke dimensjonerende, men kontrolleres for fremtidig situasjon for å gi et inntrykk av utnyttelse.

4.5 Vurdering av opprinnelig dimensjonering

Ettersom opprinnelige beregninger ikke er tilgjengelig, er det gjort en rask vurdering av utnyttelse i henhold til opprinnelig prosjekteringsgrunnlag. Det er benyttet FEM-Design for å finne opptredende krefter. Det er og antatt egenvekt betong til 25 kN/m^3 , mot $23,5 \text{ kN/m}^3$ i NS 427, samt trafikklast i henhold til OVV. På 1960 ble brua dimensjonert etter grenseverdi-metoden, og ikke partialfaktor metoden. Ser på bøyemoment og skjær ved østlig søyle i akse 7.

Dimensjonerende moment over støtte er $M_{Ed} = -1\,324 \text{ kNm/m}$. Det gir en armeringsspenning på

$$\sigma_s = \frac{1\,324 \text{ kNm}}{0,9 * 900 \text{ mm} * 5\,899 \text{ mm}^2/\text{m}} = 277 \text{ MPa}$$

Dette samsvarer med tillatt armeringsspenning i henhold til NS 427 som gir tillatt spenning lik 2600 kp/cm^2 .

Dimensjonerende skjærkraft i avstand $h_0/3 = 333 \text{ mm}$ fra søyleliv er $V_{Ed} = 634 \text{ kN/m}$. Det gir en skjærspenning, i henhold til NS 427, 4,6,4 lik:

$$\tau = 1,2 * \frac{634 \text{ kN/m}}{1000 \text{ mm} * 1000 \text{ mm}} = 0,76 \text{ MPa}$$

Dette samsvarer med tillatt spenning i betong $\tau_b = 8 \text{ kp/cm}^2$.

4.6 Vurdering dagens situasjon

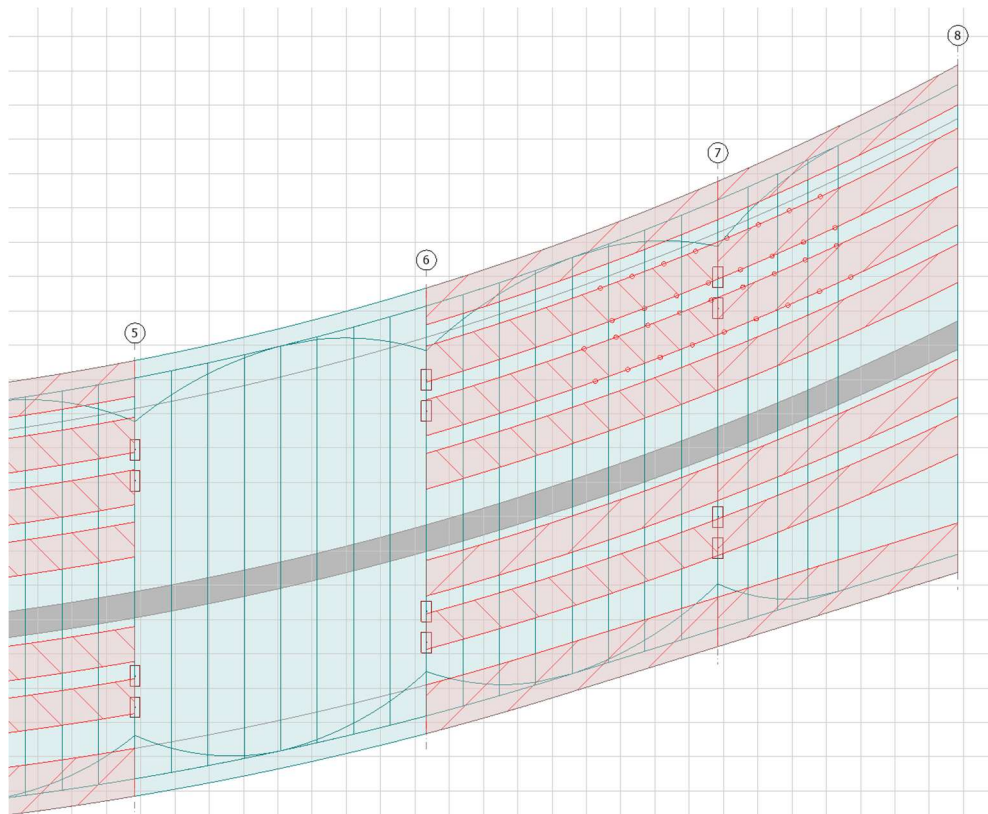
Gjør en vurdering av dagens situasjon, det vil si vi ser på klassifisering av brua i henhold til SVV håndbok V412. Kontrollerer over østlig støtte akse 7.

4.6.1 Støttemoment

Armering i overkant er lagt slik at det følger kurvaturen til brua (tegn. 797-73 og -74). Det ligger generelt $\phi 26 \text{ c}90$ ($A_s = 5\,899 \text{ mm}^2/\text{m}$) over støtte. På grunn av tverrfall har brua noe varierende tykkelse over støtte, med et snitt på 1050 mm . Antar konservativt $d = 950 \text{ mm}$, som gir følgende kapasitet:

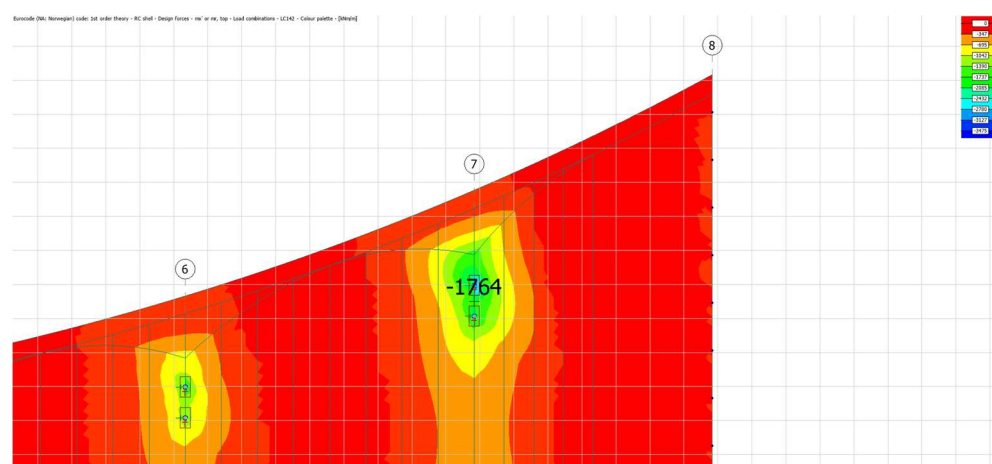
$$M_{Rd} = 5\,899 \text{ mm}^2/\text{m} * 0,9 * 950 \text{ mm} * \frac{480 \text{ MPa}}{1,25} = 1\,937 \text{ kNm/m}$$

Det er vogntogslast fra Sv 12/100 kombinert med BK10/60 og gangbanelast som er dimensjonerende. Følgende lastplassering er valgt, med 5 kjørefelt og gangbanelast på begge sider av brua.



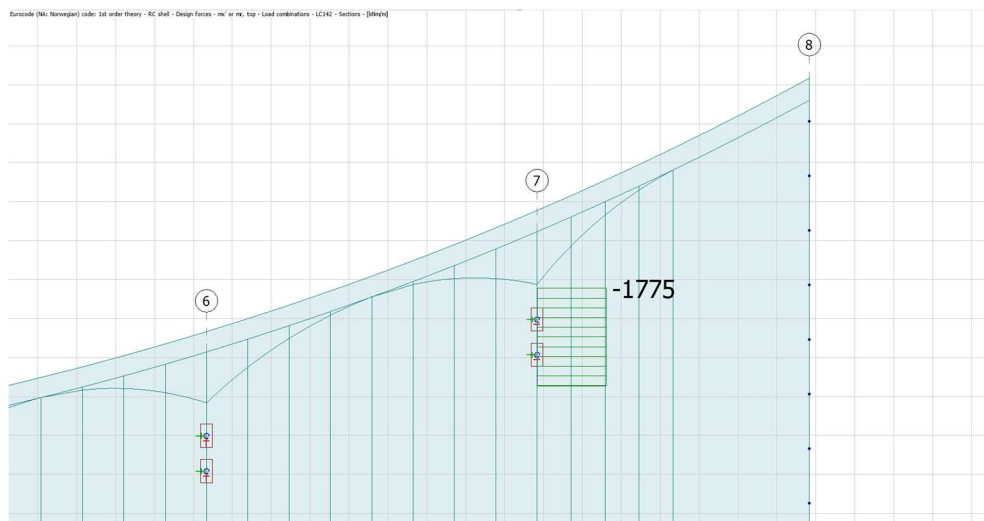
Figur 4-21: Lastplassering for maks moment over støtte, dagens situasjon. Midtrabatt og fortauskant er vist i grått.

FEM-Design transformere kreftene til design-moment, som kompenserer for kurvatur av armering og torsjon. Største moment over støtte, mellom søylene er -1 766kNm/m. Beregningene gir noen større verdier i område rundt støtte.



Figur 4-22: Dimensjonerende støttemoment mellom søyler for Sv 10/100 med BK 10/60, dagens situasjon.

Ser på snittet av støttemoment over en linje som går 1m ut til hver side av søyle. Snittet er $M_{Ed} = -1\,775\text{kNm/m}$.



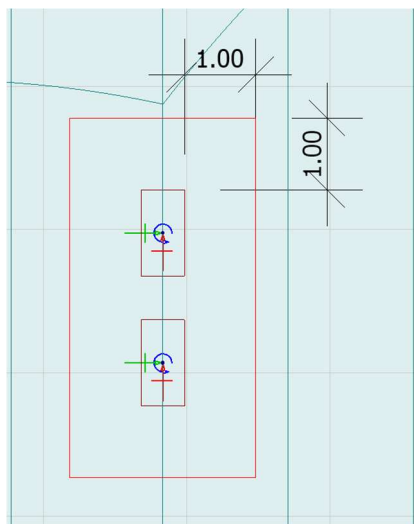
Figur 4-23: Snitt av dimensjonerende støttemoment over søyle akse 7, dagens situasjon.

Med konservative antagelser har brua en utnyttelse på 91,6% over støtte. Kapasitet OK.

Det er verdt å merke seg at Sv 12/65 med Bk 10/60 gir et moment på -1 695kNm/m og 2 trafikkfelt med Bk 10/60 gir -1 711kNm/m.

4.6.2 Skjærkapasitet

Brua kontrolleres for skjær rundt søyler. Det velges ut et kritisk snitt i avstand $d = 1000\text{mm}$ fra søyle



Figur 4-24: Figur for kritisk snitt ved søyle

Finner skjærkapasitet for henholdsvis det "vertikale" snittet og det "horisontale" snittet. Grunnet tverrsnittsendringen i lengderetning, er høyden til snittet, 1m fra søyle, 859mm. Regner med $d_x = 800\text{mm}$ og $d_y = 770\text{mm}$. Armeringen følger kurvaturen til brua, det vil si at den ligger med en vinkel 23° i forhold til snittet. V413 angir at skjær skal kontrolleres i henhold til NS 3473, 12.3.2. Skjærkapasitet i de to retningene blir:

$$\rho_{langs} = \frac{5\,899\,mm^2/m}{800mm} = 7,374 * 10^{-3}$$

$$\rho_{tverr} = \frac{5\,309\,mm^2/m}{770mm} = 6,895 * 10^{-3}$$

$$\rho_x = 7,374 * 10^{-3} * \cos^2 23^\circ + 6,895 * 10^{-3} * \sin^2 23^\circ = 7,3 * 10^{-3}$$

$$V_{cd,x} = 0,3 * \left(\frac{2,15}{1,4} + \frac{100 * 7,3 * 10^{-3}}{1,4} \right) * 1000 * 800 * 1 = 494kN/m$$

For kapasitet i tverretning, det vil si det "horisontale" snittet, er det noe mer komplisert grunnet tverrsnittsendringen. Gjennomsnittlig høyde i snittet er 927mm. Antar derfor $d_x = 865mm$ og $d_y = 835mm$

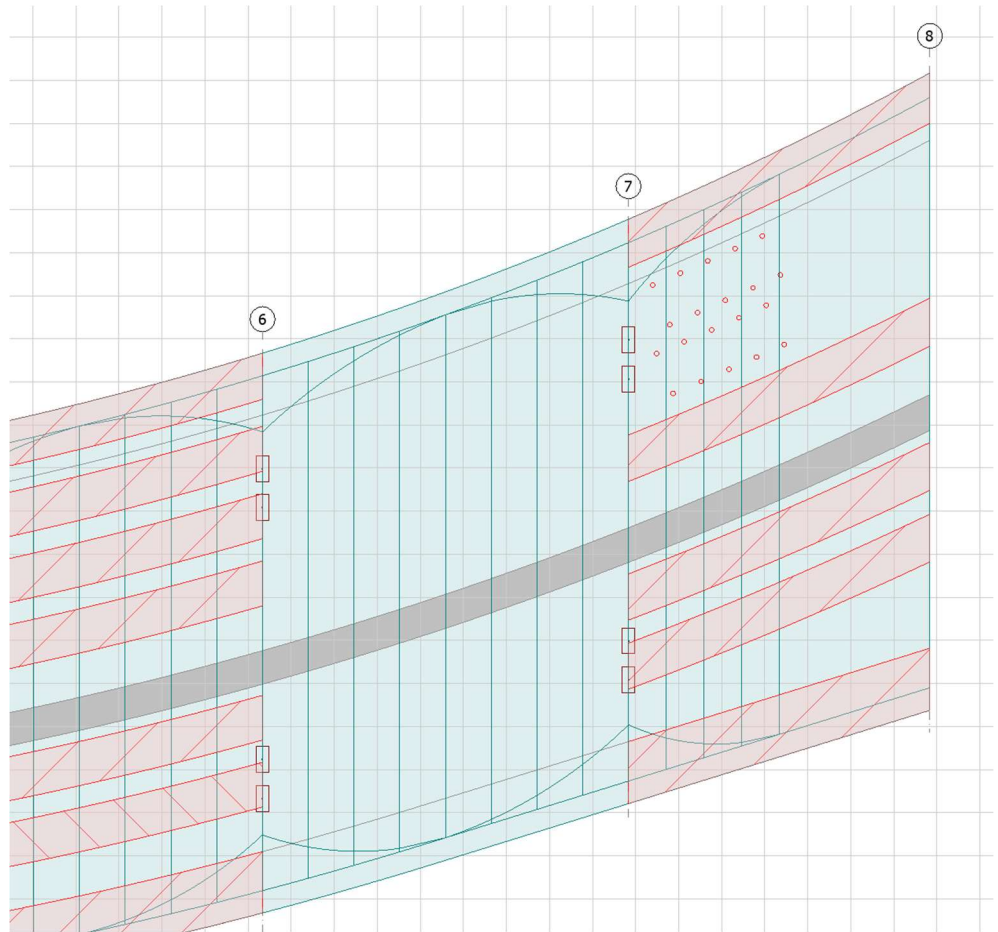
$$\rho_{langs} = \frac{5\,899\,mm^2/m}{865mm} = 6,820 * 10^{-3}$$

$$\rho_{tverr} = \frac{5\,309\,mm^2/m}{835mm} = 6,358 * 10^{-3}$$

$$\rho_y = 6,82 * 10^{-3} * \sin^2 23^\circ + 6,358 * 10^{-3} * \cos^2 23^\circ = 6,43 * 10^{-3}$$

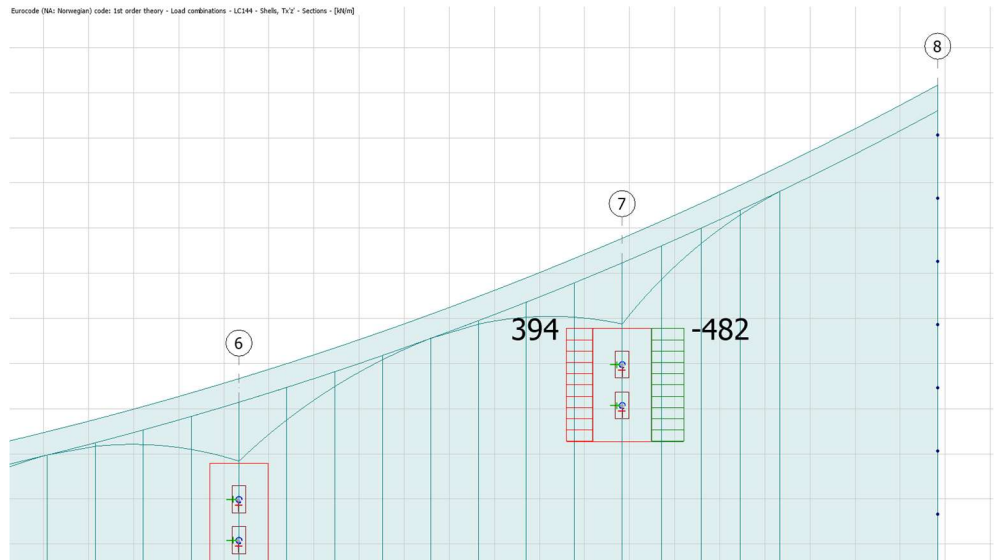
$$V_{cd,y} = 0,3 * \left(\frac{2,15}{1,4} + \frac{100 * 6,43 * 10^{-3}}{1,4} \right) * 1000 * 835 * 1 = 500kN/m$$

For langsgående skjær er det Sv 12/100 kjøretøyslast som er dimensjonerende. Antar følgende lastplassering:



Figur 4-25: Lastplassering for maks langsgående skjær, dagens situasjon. Midtrabatt og fortauskant er vist i grått.

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - LC344 - Shells, T/Y' - Sections - [kN/m]



Figur 4-26: Dimensjonerende langsgående skjærkraft

Dimensjonerende skjærkraft er mindre enn skjærkapasitet. En kan redusere skjærkraften noe med hensyn på vouteeffekten. Opptredende moment i snittet er 757kNm/m, som gir en reduksjon:

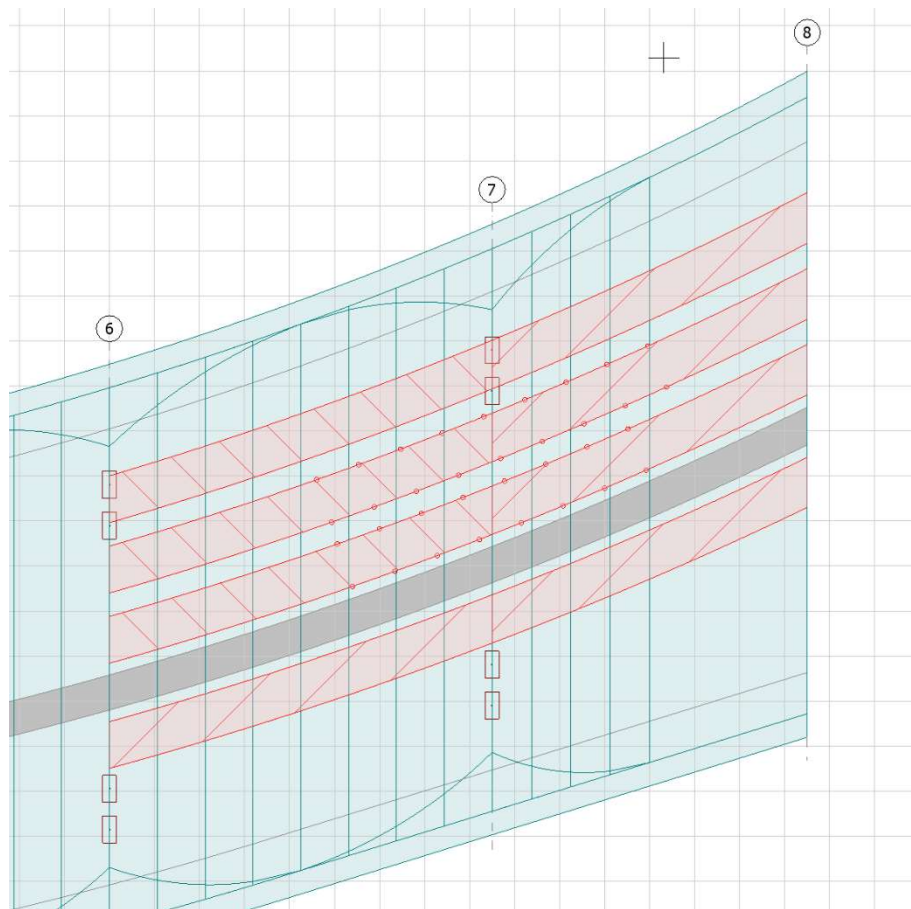
$$V_{red} = \frac{764 \text{ kNm/m}}{0,95 * 800 \text{ mm}} * 0,1 = 101 \text{ kN/m}$$

Maks dimensjonerende skjærkraft blir:

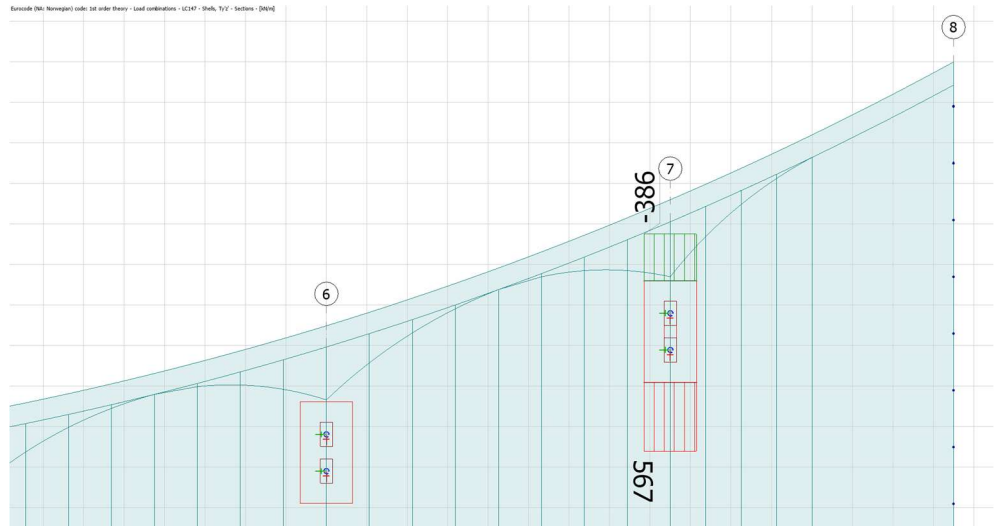
$$V_{Ed} = 478 \text{ kN/m} - 101 \text{ kN/m} = 377 \text{ kN/m}$$

Det gir en utnyttelse UR = 0,76. Til sammenligning er maks skjær i akse 1 på 469kN/m og opptredende skjær i akse 6 på 441kN/m.

Ser på størst tverrgående skjær. Antar følgende lastplassering med kjøretøyslast Sv 12/100 og BK10/60:



Figur 4-27: Lastplassering for maks tverrgående skjær, dagens situasjon. Midtrabatt og fortauskant er vist i grått.



Figur 4-28: Dimensjonerende tverrgående skjærkraft

Dimensjonerende skjær er betraktelig større enn skjærkapasitet. Ser på effekten av normalkraft. $N_f = -270 \text{ kN/m}$ og $M_f = -299 \text{ kNm}$. Det gir:

$$M_0 = 270 \text{ kN/m} * \frac{0,927 \text{ m}}{6} = 41,7 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cd} = 500 \text{ kN/m} + 0,8 * 41,7 \text{ kNm/m} * \left| \frac{567 \text{ kN/m}}{-299 \text{ kNm/m}} \right| = 563 \text{ kN/m} \approx 567 \text{ kN/m}$$

Kapasitet for dagens situasjon er OK.

4.7 Vurdering fremtidig situasjon

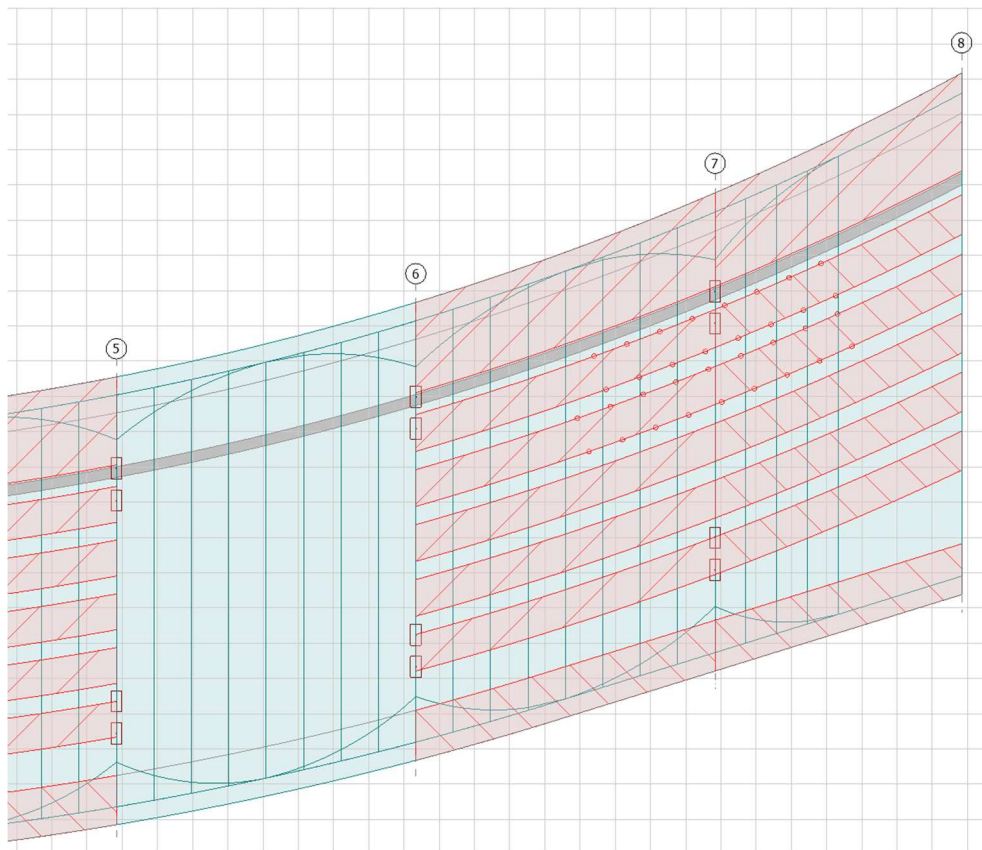
Gjør en vurdering av fremtidig situasjon, det vil si vi ser på klassifisering av brua i henhold til SVV håndbok V412. Kontrollerer over østlig støtte akse 7. Det er forventet en økning av utnyttelse grunnet større permanent last. Økningen er størst på østlig side av brua, hvor utnyttelsen i dagens situasjon er størst.

4.7.1 Støttemoment

Armering i overkant er lagt slik at det følger kurvaturen til brua (tegn. 797-73 og -74). Det ligger generelt $\varnothing 26 \text{ c}90$ ($A_s = 5\,899 \text{ mm}^2/\text{m}$) over støtte. På grunn av tverrfall har brua noe varierende tykkelse over støtte, med et snitt på 1050 mm. Antar konservativt $d = 950 \text{ mm}$, som gir følgende kapasitet:

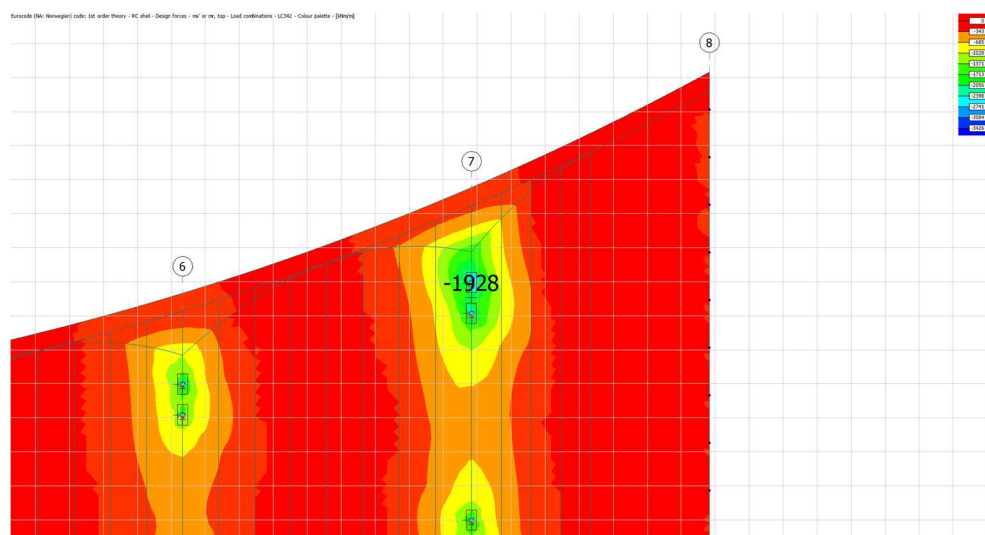
$$M_{Rd} = 5\,899 \text{ mm}^2/\text{m} * 0,9 * 950 \text{ mm} * \frac{480 \text{ MPa}}{1,25} = 1\,937 \text{ kNm/m}$$

Det er vogntogslast fra Sv 12/100 kombinert med BK10/60 og gangbanelast som er dimensjonerende. Følgende lastplassering er valgt, med 5 kjørefelt og gangbanelast på begge sider av brua.



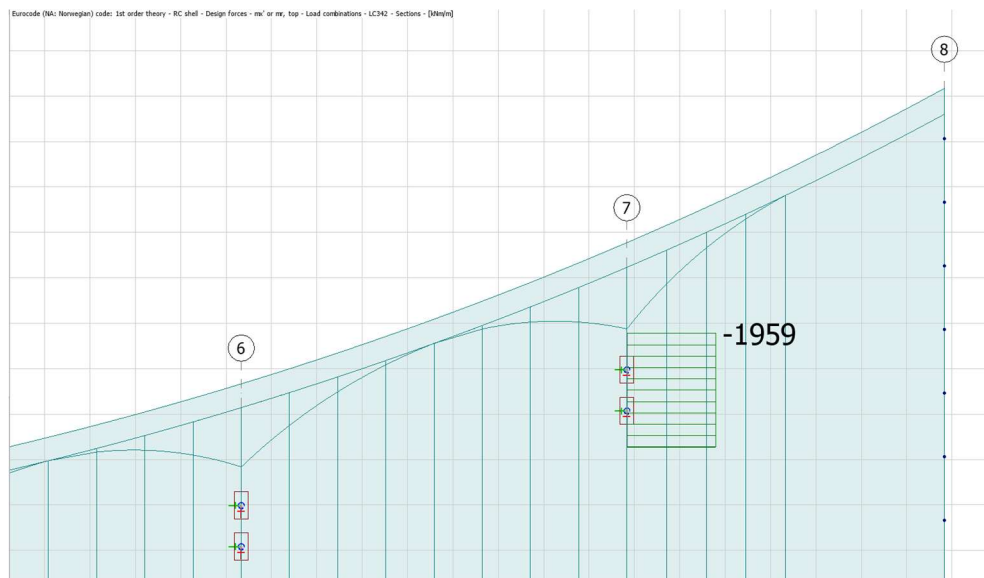
Figur 4-29: Lastplassering for maks moment over støtte, fremtidig situasjon. Rabatt og fortauskant er vist i grått.

Største moment over støtte, mellom søylene er -1 943kNm/m. Beregningene gir noen større verdier i område rundt støtte.



Figur 4-30: Dimensjonerende støttemoment mellom søyler for Sv 10/100 med BK 10/60, fremtidig situasjon.

Ser på snittet av støttemoment over en linje som går 1m ut til hver side av søyle. Snittet er $M_{Ed} = -1\,959\text{kNm/m}$.



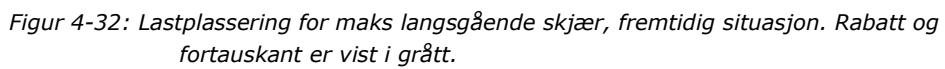
Figur 4-31: Snitt av dimensjonerende støttemoment over søyle akse 7, fremtidig situasjon.

Det gir en overutnyttelse på 1,1%, som anses som OK grunnet konservative antagelser.

4.7.2 Skjærkapasitet

Brua kontrolleres for skjær rundt søyler. Det er vist at østlig søyle i akse 7 allerede ikke har nok kapasitet til dagens situasjon. Dette blir verre med økt egenvekt.

For langsgående skjær er det Sv 12/100 kjøretøyslast som er dimensjonerende. Antar følgende lastplassering.



Vi ser at dimensjonerende skjærkraft er større kapasitet. Kan redusere

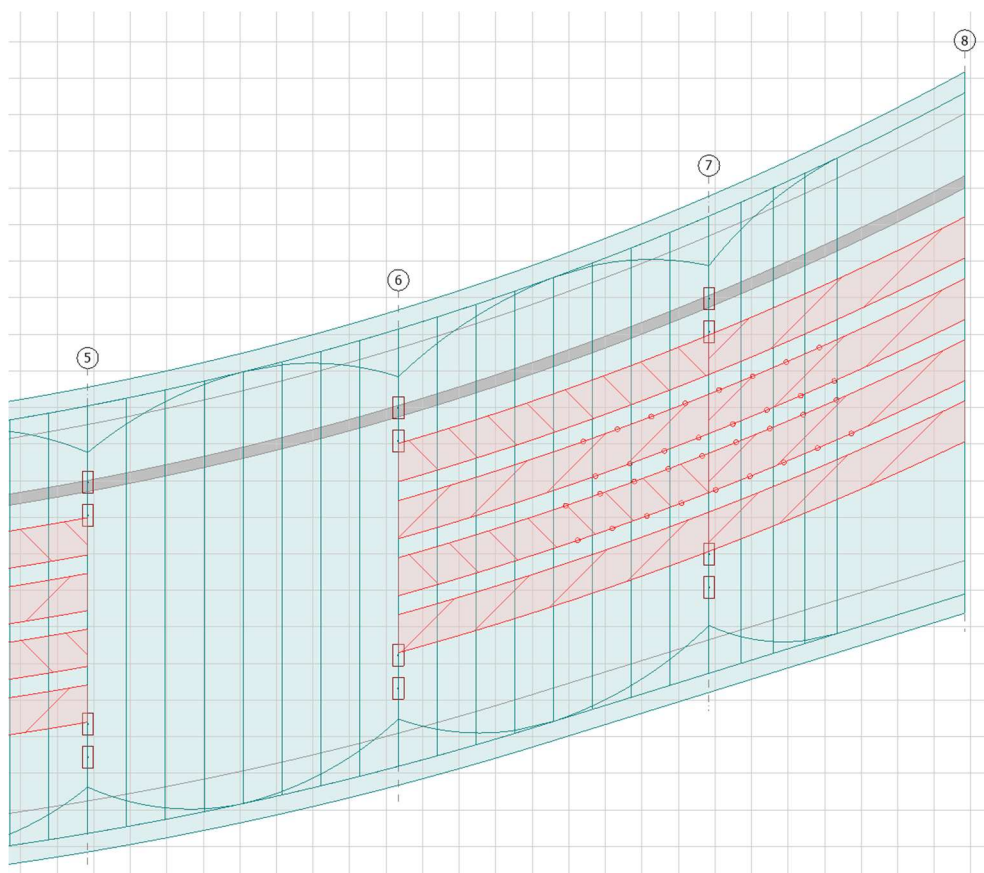
$$V_{red} = \frac{894 \text{ kNm/m}}{0,95 * 800 \text{ mm}} * 0,1 = 118 \text{ kN/m}$$

Maks dimensjonerende skjær blir

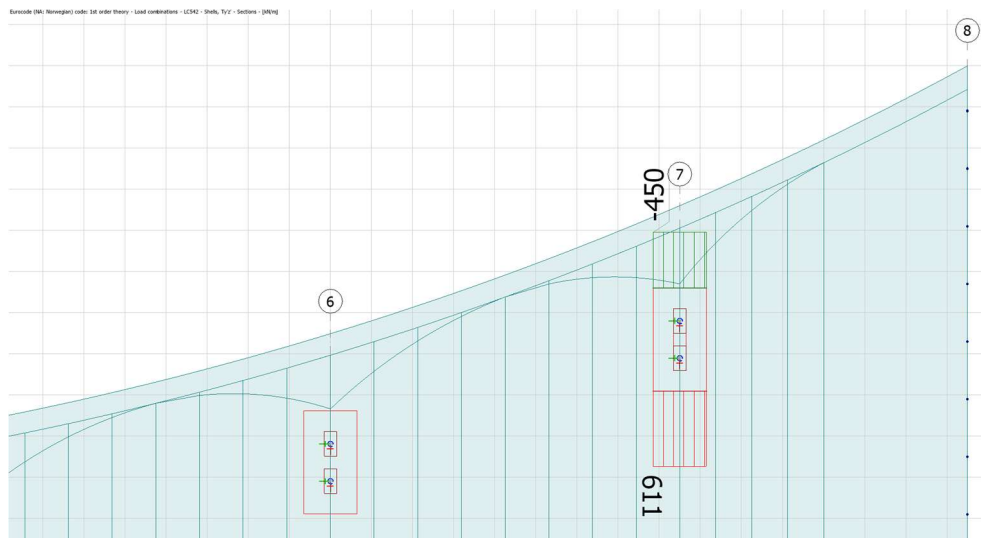
$$V_{Ed} = 537 \text{ kN/m} - 118 \text{ kN/m} = 419 \text{ kN/m}$$

Det gir en utnyttelse UR = 0,85. Til sammenligning er maks skjær i akse 1 på 469kN/m og opptredende skjær i akse 6 på 441kN/m.

Ser på størst tverrgående skjær. Antar følgende lastplassering med kjøretøyslast Sv 12/100 og BK10/60:



Figur 4-34: Lastplassering for maks tverrgående skjær, fremtidig situasjon. Rabatt og fortauskant er vist i grått.



Figur 4-35: Dimensjonerende tverrgående skjærkraft

Dimensjonerende skjær er betraktelig større enn skjærkapasitet. Sjekk og for Bk10/60 og Sv12/65.

Tabell 4-2: Utnyttelse skjær i tverretning for henholdsvis Bk10/60, Sv12/65 og Sv12/100

	N _f [kN/m]	V _f [kN/m]	M _f [kNm/m]	V _{Rd} [kN/m]	UR [%]
Bk10/60	-358	573	-386	555	103
Sv12/65	-353	582	-381	566	103
Sv12/100	-345	611	-383	567	108

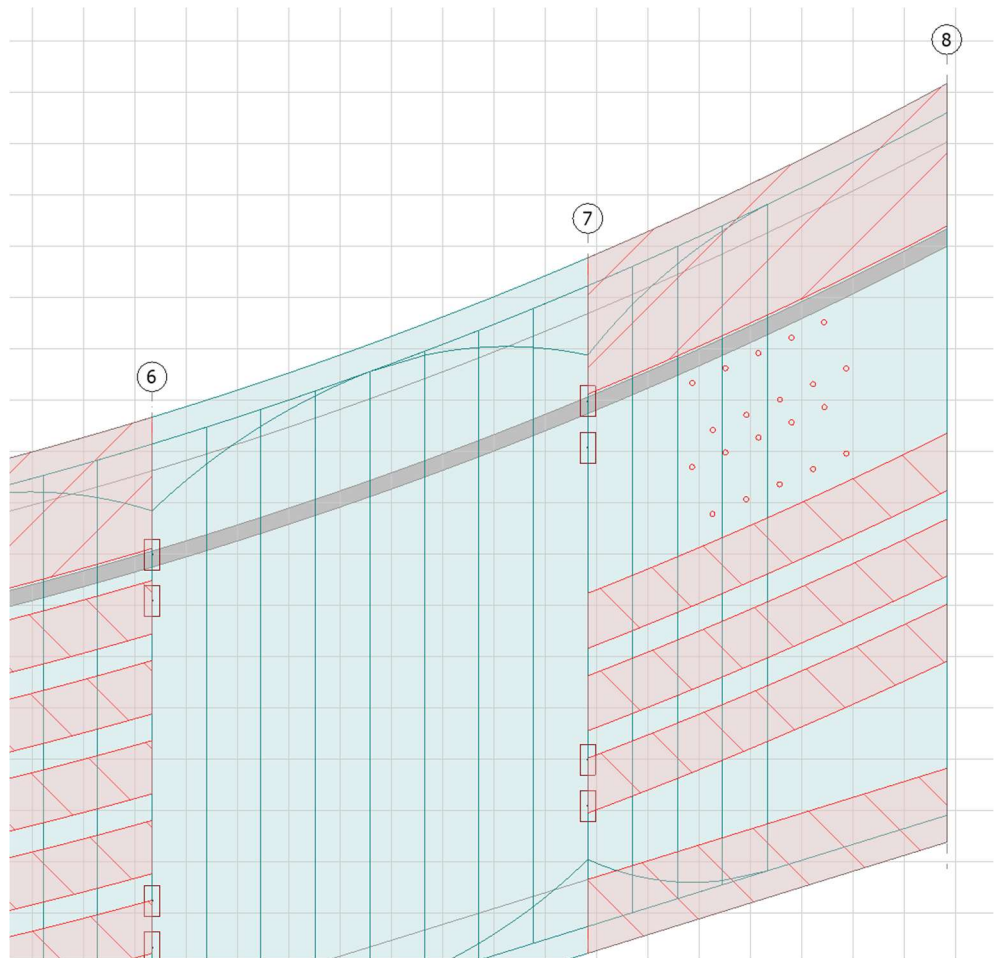
For Bk10/60 og Sv12/65 er utnyttelsen så vidt over 1,0. I henhold til V412, 3.1.3, så er "...totalvekter for ekvivalentlastene til dels noe større enn virkelige totalvekter, som igjen betyr at dimensjonerende skjærkraft kan bli noe konservativ. Det er derfor mulig å redusere denne noe dersom det er høy utnyttelse i forhold til kapasitet.". En utnyttelse på 103% anses derfor som akseptabel. For Sv12/100, i kombinasjon med Bk10/60 er utnyttelsen derimot 108%. Dette anses for høyt, og det anbefales ikke at brua bygges om og klassifiseres med Sv12/100 med fri kjøring. Restriksjoner til kjøring vil derimot ikke være noe problem.

4.7.3 Langsgående feltmoment

Armering i underkant er lagt slik at det følger global retning (det vil si at den ikke følger kurvaturen, se tegn. 797-75 og -76). Det ligger generelt ø26c100 (A_s = 5 309mm²/m) i felt, som gir følgende kapasitet i ULS.

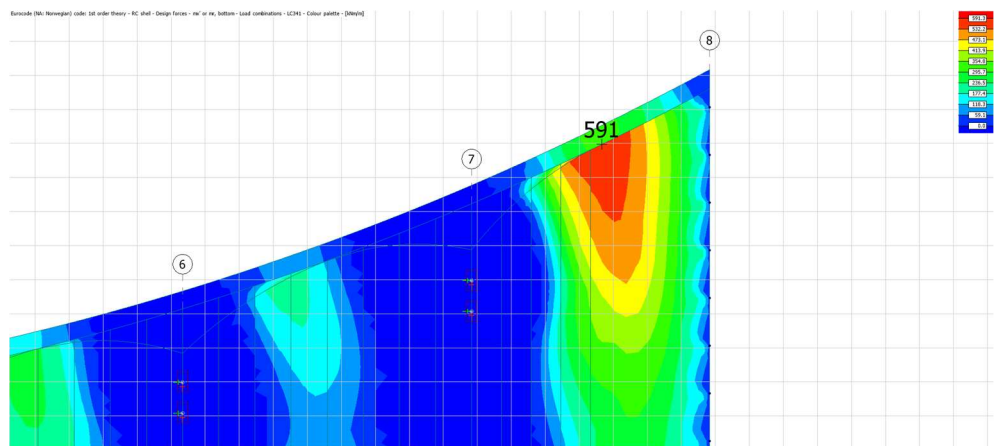
$$M_{Rd} = 5\,309\,mm^2/m * 0,9 * 450mm * \frac{480MPa}{1,25} = 826kNm/m$$

Det er kjørtøyslast fra Sv 12/100 kombinert med BK10/60 og gangbanelast som er dimensjonerende. Følgende lastplassering er valgt



Figur 4-36: Lastplassering for størst feltmoment. Rabatt og fortauskant er vist i grått.

Største feltmoment er $M_{Ed} = 590 \text{ kNm/m}$. Brua har grei kapasitet i felt.



Figur 4-37: Dimensjonerende feltmoment for Sv 12/100, med BK 10/60

4.7.4 Moment senter bru

I dagens situasjon ligger midtrabatten i senter bru, som gjør påkjenningene her lave. I fremtidig situasjon vil dette endres. Samtidig er det noe mindre langsgående armering i senter bru enn over støtte. Ser på både langsgående og tverrgående moment.

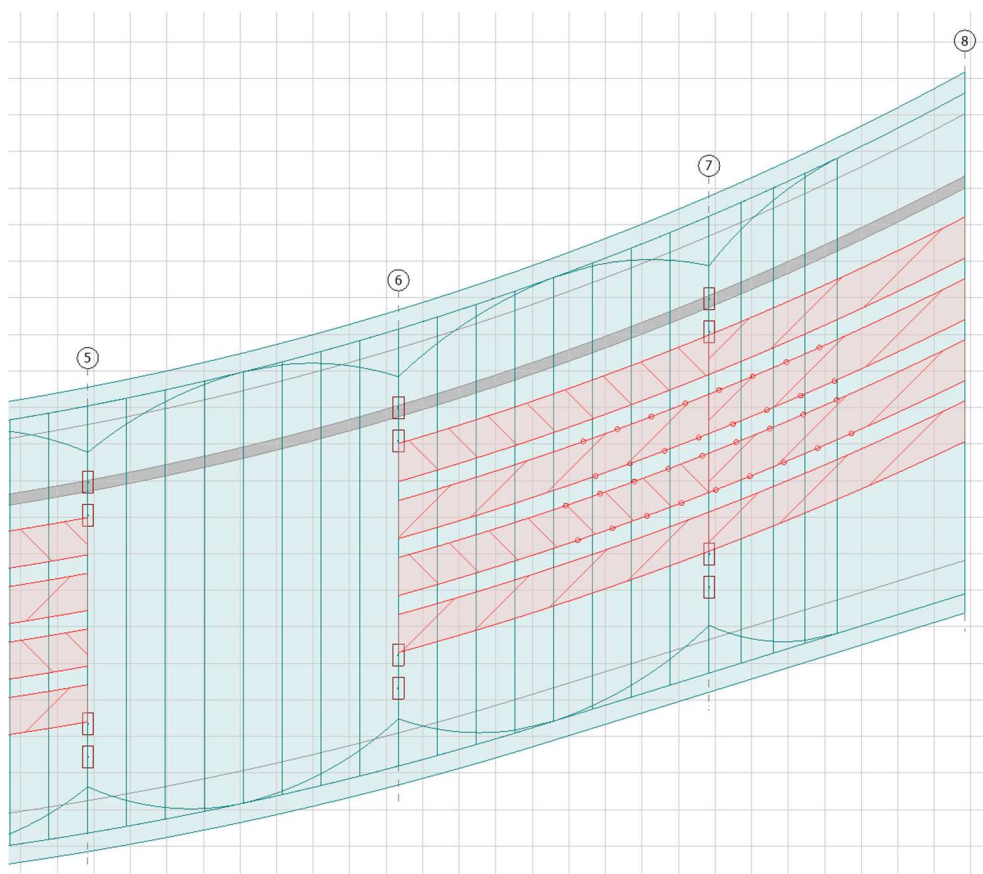
I lengderetning bru ligger det $\varnothing 26c160$ ($A_s = 3\,318\text{mm}^2/\text{m}$) i overkant. Armeringen følger kurvaturen til brua. Kapasitet blir som følger:

$$M_{Rd,x} = 3\,318\text{mm}^2/\text{m} * 0,9 * 950\text{mm} * \frac{480\text{MPa}}{1,25} = 1\,089\text{kNm/m}$$

I tverretning ligger det $\varnothing 26c100$ ($A_s = 5\,309\text{mm}^2/\text{m}$) i underkant. Armeringen ligger parallelt med aksen. Kapasitet blir som følger:

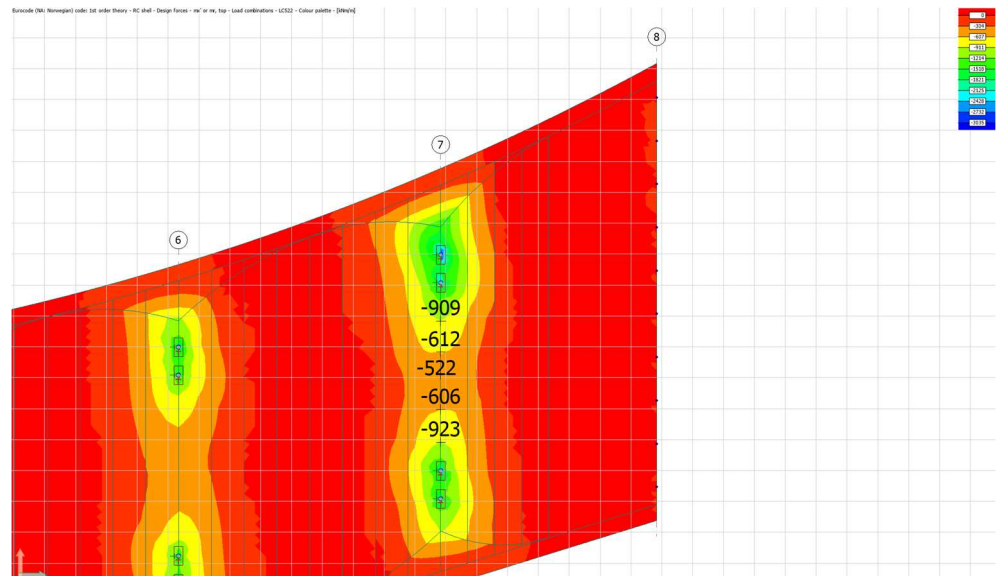
$$M_{Rd,y} = 5\,309\text{mm}^2/\text{m} * 0,9 * 950\text{mm} * \frac{480\text{MPa}}{1,25} = 1\,743\text{kNm/m}$$

Lastplassering for kapasitetskontroll blir som følger:

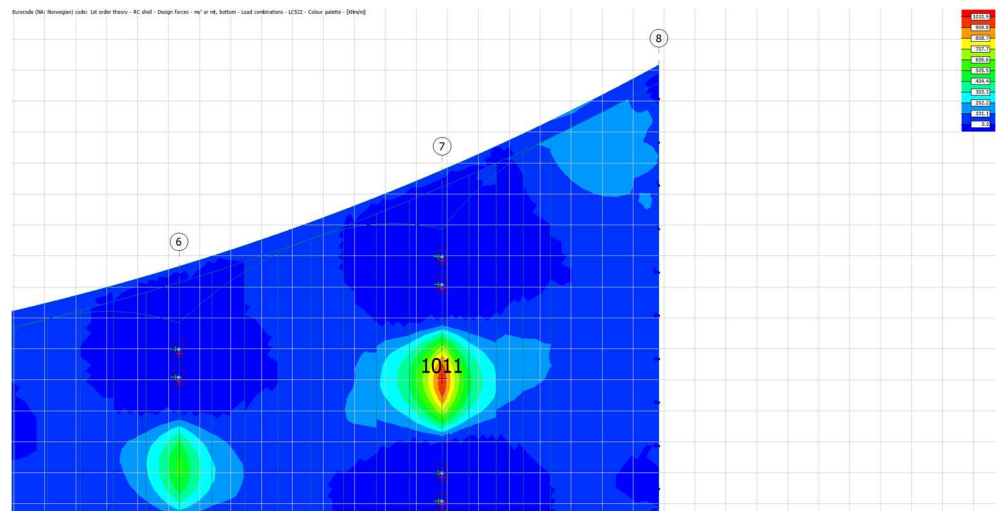


Figur 4-38: Lastplassering for moment i senter bru, Sv 12/100 og Bk 10/65.

Feltmoment er $M_{Ed,x} < 1\,000\text{kNm/m}$ i x-retning og $M_{Ed,y} = 1\,113\text{kNm/m}$ i y-retning. Brua har god kapasitet i senter.



Figur 4-39: Langsgående moment i akse.



Figur 4-40: Tverrgående moment i akse.

5 Konklusjon

Det er utført betongprøver for å bestemme betongfastheten til brua, spesielt for å øke skjærkapasitet. Prøvene gir en betongfasthet $f_{ck, is} = 41,8 \text{ MPa}$.

Grenseveien bru er dimensjonert for laster som gir at brua har god momentkapasitet. Grunnet kurvatur er det østlig søyle i akse 7 som er kritisk område. Ved en eventuell ombygging vil brua få en konservativ momentutnyttelse lik 101%. En mer detaljert beregning vil nok redusere utnyttelsen, og kapasitet anses som OK.

Det mest kritiske for brua er skjær. I dagens situasjon har søylen en utnyttelse på 100% for SV12/100 sammen med BK10/60. Det anses som OK. I en fremtidig situasjon, ved en eventuell ombygging, så øker utnyttelsen for Bk10/60 og SV12/65 til 103%. Dette anses som OK, ref. V412, kapittel 3.1.4. For SV12/100 sammen med Bk10/60 er utnyttelsen 108%, som ikke anses OK. Ved en fremtidig ombygging, så anbefales det at det settes restriksjoner ved kjøring av SV12/100.

Det er også verdt å merke seg at skjærkapasitet i henhold til gjeldende regelverk under prosjektering, NS 427, gir en skjærkapasitet på $0,667 \text{ MPa}$, mens beregning i henhold til NS 3473 gir en skjærkapasitet på $0,6 \text{ MPa}$. Altså reduksjon på 10%. I tillegg ble ikke brua dimensjonert med lastfaktorer, som gjør at dimensjonerende last er større i dag.

Videre kan det være aktuelt å gjøre påstøp over bru konstruktiv. Dette vil kreve å gyse inn armering i eksisterende bru og legge et nytt lag med langsgående armering i overkant. Dette vil og kunne øke kapasitet betraktelig, men vil medføre omfattende arbeid. Alternativt kan det etterinstalleres skjærarmering rundt søyler.

6 Vedlegg

Vedlegg 1 Originaltegninger

Vedlegg 2 [Rapport betongprøver](#)

7 Referanser

- [1] Oslo veivesen, *OVV 1/1965: NORM Trafikkbelastning for bruer i Oslo*, 1965.
- [2] Statens vegvesen, *Håndbok V412, Bæreevneklassifisering av bruer, laster*, 2021.
- [3] Statens vegvesen, *Håndbok V413, Bæreevneklassifisering av bruer, materialer*, 2021.
- [4] Norges Standardiseringsforbund, *NS 3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler*, 2003.
- [5] Ingeniørforlaget, *NS 427 A - Betongarbeider, Del 3. Prosjektregler for konstruksjoner i armert og uarmert betong*, 1962.
- [6] Standard Norge, *NS-EN 13791:2019 - Vurdering av trykkfasthet i ferdige betongkonstruksjoner og prefabrikkerte betongelementer*, 2019.

BILAG C: TESTRAPPORT AV BETONGPRØVER



Resultatrapport

Tittel		Grenseveien bru – Trykkfasthetsmåling broplate og søyler	
Oppdragsgiver		Oslo kommune – Bymiljøetaten («BYM»)	
Prosjekt		Grenseveien bru	
Rapport 2023-10-16	Revisjon	Revisjonsdato	Dato opprinnelig utgave 16. oktober 2023
Bygg Grenseveien bru		Konstruksjonsdel Broplate og søyler	Detalj Trykkfasthetsmålinger ved prøveuttak for trykking av betongkjerner og med slaghammer
Notatet er utarbeidet av:		Glenn Miller	
Kontrollert av:		Iain Miller	
Slaghammerundersøkelser er utført av/ansvarlig:		Glenn Miller Iain Miller	
Rapportvedlegg		1. Sintef – «Prøvningsrapport – Prøving av betongkjerners trykkfasthet iht. NS-EN 12390-3» (etter skriftlig tillatelse fra Sintef) 2. Måleresultater (kalibreringsverdier) for slaghammer fra oversiden av broplaten 3. Måleresultater fra slaghammer fra undersiden av broplaten og fra søyler	

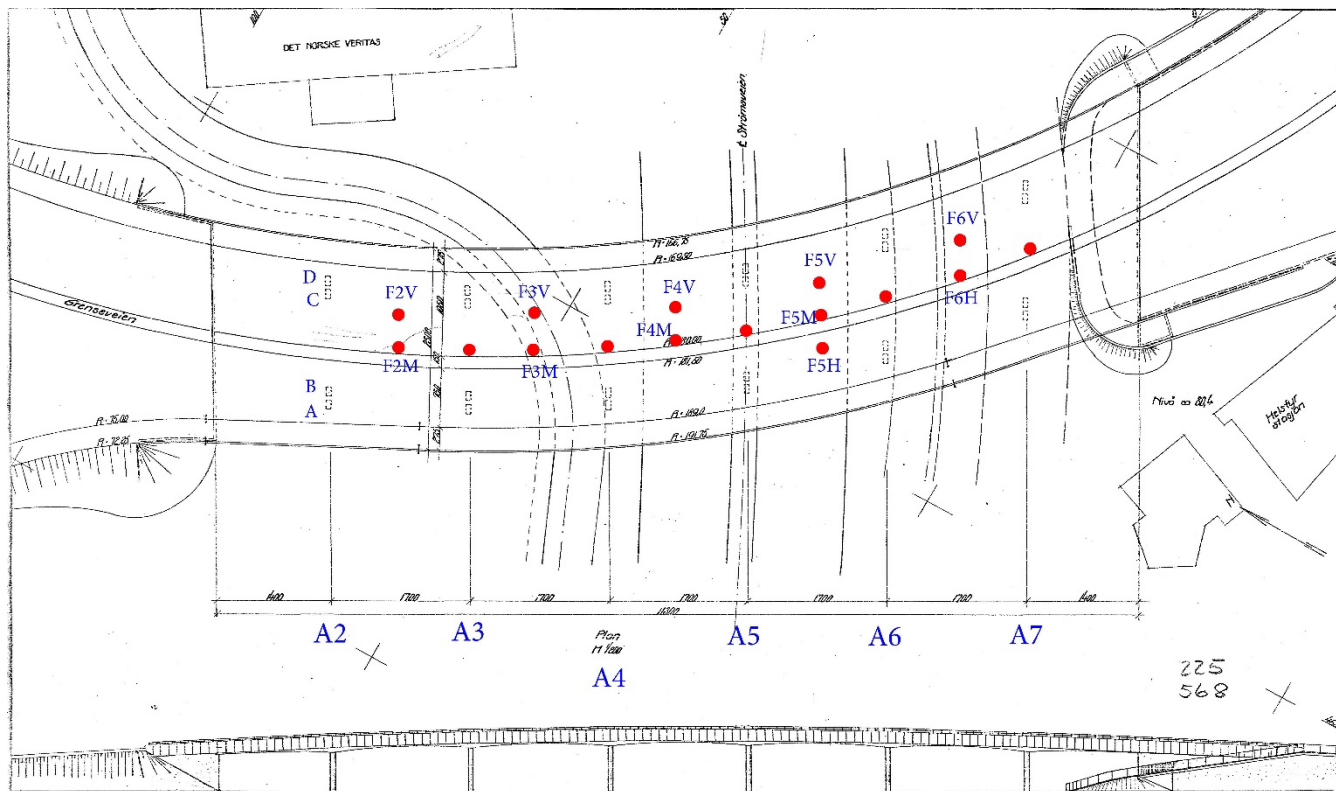
1.0 Bakgrunn og introduksjon

BYM skal legge til rette for økt sykkelbruk i Grenseveien i Oslo. Tiltaket inkluderer Grenseveien bru som går over E6. Broen er like ved Helsfyr T-bane og bussterminal. I forbindelse med tiltaket skal lastene på broen økes og/eller omfordes. Broen er ikke nødvendigvis dimensjonert for disse endringene og for å få en mer presis vurdering av broens bæreevne må trykkfastheten i betongen til broplaten bestemmes. Trykkfastheten til søylene skal kontrolleres.

Millab Consult AS er engasjert av BYM til å foreta målinger av trykkfastheten til betongen i broplaten. Målingene er utført med trykking av utborete kjerneprøver fra stedsanviste steder fra broplaten. I tillegg er det utført slaghammermålinger rundt søylepunktene for å undersøke variasjonen i betongkvaliteten i broplaten. Det er også utført slaghammermålinger på selve søylene. Slaghammeren er kalibrert mot kjerneprøvene.

2.0 Plantegning av broen, aksesystem, prøveplasseringer og prøvekart

Figur 1: Prøvekart og aksesystem benyttet til stedsanvisning. Røde sirkler er omtrentlige steder for utboring av kjerneprøver. Prøvested FnV og F5H er flyttet nærmere midtdeleren ift. opprinnelig prøveplan etter tillatelse fra oppdragsgiver. Søylen er i aksene An og er i tillegg gitt bokstavn A, B, C, D fra søyler mot vest (A) mot øst (D).



3.0 Måleinstrumenter og utstyr

Overdekningsmåler for kontroll av armeringsplassering før kjerneboring:

- Proceq Profometer 630 AI

Slaghammere og kontrollambolt for slaghammere:

- Proceq Original Schmidt Live Type N (nyinnkjøpt og ubrukt før undersøkelsene, benyttet til alle slaghammermålinger)
- Proceq Original Schmidt Type N (benyttet til sidekontroll på stikkprøvebasis av slaghammerverdier under målinger)
- Kontrollambolt Proceq OS8200 for alle typer L/N hammere fra Proceq

Annet utstyr:

- Betongslipemaskin for nedsliping av ujevn betongoverflate på broplatens overside før slaghammermålinger
- Vinkelkutter påmontert diamantslipeskive for betong for sliping av underside broplate og søyler før slaghammermålinger
- Utstyr for asfaltfresing, kjerneboring, membranlegging, asfaltering og trykkfasthetsmålinger var holdt og benyttet av våre underleverandører og vi har ikke selv oversikt over maskin- og verktøystyper utover det som fremkommer av vedlagte dokumenter. Utstyret var sedvanlig for oppgavene.

4.0 Trykkfasthetsmålinger i laboratorium og kalibreringsverdier for slaghammere

For nærmere beskrivelser av utførelsen av trykkfasthetsmålingene, vises det til vedlagte rapport fra Sintef. Tabell 1 viser omregnede sylindertykkfastheter i MPa for de utborete kjerneprøvene. Trykkfasthetsverdier til hver enkelt kjerneprøve, samt terningsfasthet omregnet fra sylindertykkfasthet, er tilgjengelig i vedlagte rapport fra Sintef. Kjerneprøvene er vist i Foto 1.

Tabell 1: Trykkfasthetsmålinger (sylindertykkfasthet, omregnet) i MPa fra utborete kjerneprøver. Verdier for målt trykkfasthet og terningsfasthet omregnet fra sylindertykkfasthet er tilgjengelig i vedlagte rapport fra Sintef.

(n)	FnV	FnM	FnH	An
2	34,3	41,0		
3	40,5	39,7		44,8
4	34,7	39,7		41,5
5	45,9	42,1	39,0	39,3
6	43,3	33,2*		40,7
7				39,6
Snitt	39,7	39,1	39,0	41,2
Snitt (alle)	40,0			

* Det var armering i prøvestykket. Armering i trykkprøver kan gi lavere fasthetsverdier. Se vedlagt rapport fra Sintef.

Foto 1: Utborete betongkjerner fra oversiden av broplaten. Rettholten er 2 m.

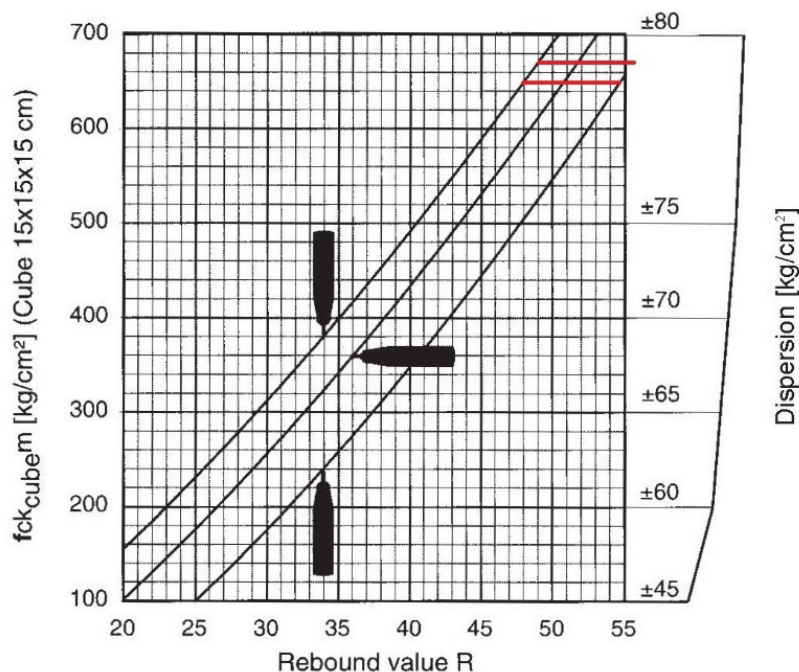


4.1 Kalibreringsverdier for slaghammere og korrigering av R-verdi for måling på underside av broplate og for måling på søyler

Slaghammere måler ulike R-verdier avhengig av retningen slaghammeren er vendt når målingen utføres. Rekylen til stempet er større når slaghammere måler vertikalt oppover og minst når slaghammere måler vertikalt nedover. Det medfører ulike R-verdier ved samme fasthet avhengig av måleretning. Kalibreringsmålingene er utført vertikalt nedover fra oversiden av broplaten. Målingene på undersiden av broplaten og på søylene er utført vertikalt oppover og horisontalt.

Det medfører at kalibrerte R-verdier må korrigeres for måleretning. Dette kan gjøres fra konverteringskurvene som leveres sammen med hammerne. Figur 1 viser konverteringskurven til slaghammerne benyttet til undersøkelsene. Det er også vist et eksempel på hvordan konvertering mellom måleretninger utføres ved å avlese horisontalt mellom de ulike konverteringskurvene.

Figur 2: Konverteringskurve mellom R-verdi og trykkfasthet (MPa) for slaghammeren basert på 15x15x15 cm kuber. Røde streker viser konvertering fra måling vertikalt nedover til vertikalt oppover. Strekene viser konvertering fra R-verdi 48 og 49 til hhv 55 og 56. Konverteringskurven gjelder for begge benyttede slaghammere.



Tabell 2: Trykkfasthetsverdier for kjerneprøver fra prøvesteder med utførte kalibreringsmålinger for slaghammerne. Slaghammerne måler R-verdi. Kalibreringsmålingene er utført med hammerne vertikal nedover. Kalibreringsverdiene er korrigert for måling vertikalt oppover og horisontalt (kfr. Figur 1).

Måleverdi / Sted	F2M	F4V	F6M*
Trykkfasthet kjerne – Omregnet sylinderfasthet (MPa)	41,0	34,7	33,2*
Schmidt Live (R-verdi)	48	48	49
Original Schmidt (R-verdi)	47	43	46
Schmidt Live Korrigert R-verdi for måling vertikalt oppover (underside broplate)	55	55	56
Original Schmidt Korrigert R-verdi for måling vertikalt oppover (underside broplate)	54	51	53
Schmidt Live Korrigert R-verdi for måling horisontalt (søyler)	51	51	52
Original Schmidt Korrigert R-verdi for måling horisontalt (søyler)	50	46	49
*Det var armering i trykkprøven. Armering i trykkprøver kan gi lavere fasthetsverdier. Se vedlagt rapport fra Sintef.			

4.1.1 Nærmere om spredning i kalibreringsverdier fra overside broplate og kalibreringens anvendelighet

Slaghammermålingene fra oversiden av broplaten hadde stor spredning i forhold til broplatens underside. Det var vanskelig å oppnå måleserier som ikke etter standardens bestemmelser skal forkastes. Det ble derfor gjort flere målinger (utover minstekravet 9 stk) for hver kalibreringsserie. Kun 1 kalibreringsserie havnet utenfor forkastningskravet, men da kun marginalt.¹ Kalibreringsverdiene både for samme hammer og for begge hammere var for så vidt like at det vurderes at oppnådd R-verdi for broplatens overside er anvendelige.

Det vurderes at R-verdier (korrigert for vertikal måling oppover) over og like ved 55 for Schmidt Live hammeren tilsier at betongstyrken målt med slaghammeren, tilsvarer betongstyrken målt med trykkprøving. Det poengteres at forventet variasjon i MPa verdi for $R = 55$ er $\pm 12 \%$ (kfr. Figur 1). Dermed kan R-verdier ned mot 48 og opp mot 62 antyde samme betongstyrke for underside broplate. Tilsvarende gjelder R-verdi 51 for søyler ved horisontal måling (usikkerhet i R-verdi er ± 6).

Samtidig bemerkes at trykkprøve F6M kan ha for lav målt trykkfasthet på grunn av tilstedeværelse av armering. Slaghammeren antyder dette ved å gi R verdier tilsvarende verdier for F2M, dog har F4V nesten samme trykkstyrke og samme R-verdi som F6M.

4.1.2 Kontrollmåling av slaghammeren mot kalibrert kontrollambolt

I forkant, under og etter undersøkelsene ble begge hammere kontrollert mot kontrollambolten. Begge hammere viste R-verdi 37 eller 38 mot kontrollambolten før, under og etter undersøkelsene. Slaghammeren (Schmidt Live) ble slått mot kontrollambolten etter hver måleserie for å kontinuerlig overvåke stabiliteten og reproduktibiliteten til hammeren gjennom undersøkelsene.

¹ Forkastningskravet i Håndbok R211 er at 20 % av verdiene avviker fra medianen med mer enn 30 % (dog gjelder NS-EN 12504-2 foran R211 iht håndboken). I NS-EN 12504-2, er i stedet 25 % som satt som grensen for hvor langt verdiene kan avvike fra medianen.



5.0 Slaghammermålinger fra underside broplate og fra søyler

Alle verdier er oppgitt som median-verdier fra måleserier á minst 9 hammerslag. For underlag, se vedlegg 3.

Tabell 3: Slaghammerverdier fra underside broplate ved søylepunkter. Målt med Schmidt Live. R-verdier over 48-55 antyder minst tilsvarende trykkstyrke som målt ved trykkprøving av kjerner fra oversiden av broplaten. Det er utført 2 måleserier (UK1 og UK2) pr søyle.

Ved søyle	R-verdi		Ved søyle	R-verdi		Ved søyle	R-verdi
A2-A-UK1	53		A4-A-UK1	45		A6-A-UK1	56
A2-A-UK2	52		A4-A-UK2	50		A6-A-UK2	59
A2-B-UK1	53		A4-B-UK1	57		A6-B-UK1	58
A2-B-UK2	55		A4-B-UK2	53		A6-B-UK2	57
A2-C-UK1	55		A4-C-UK1	46		A6-C-UK1	49
A2-C-UK2	58		A4-C-UK2	56		A6-C-UK2	57
A2-D-UK1	57		A4-D-UK1	49		A6-D-UK1	57
A2-D-UK2	55		A4-D-UK2	47		A6-D-UK2	54
A3-A-UK1	57		A5-A-UK1	61		A7-A-UK1	61
A3-A-UK2	58		A5-A-UK2	60		A7-A-UK2	60
A3-B-UK1	57		A5-B-UK1	62		A7-B-UK1	59
A3-B-UK2	57		A5-B-UK2	62		A7-B-UK2	56
A3-C-UK1	55		A5-C-UK1	59		A7-C-UK1	58
A3-C-UK2	57		A5-C-UK2	59		A7-C-UK2	58
A3-D-UK1	53		A5-D-UK1	58		A7-D-UK1	58
A3-D-UK2	52		A5-D-UK2	61		A7-D-UK2	57

Tabell 4: Slaghammerverdier fra søyler. Målt med Schmidt Live. R-verdier over 45-51 antyder tilsvarende trykkstyrke som målt ved trykkprøving av kjerner fra oversiden av broplaten. Det er utført 2 måleserier (UK1 og UK2) pr søyle.

Søyle	R-verdi		Søyle	R-verdi		Søyle	R-verdi
A2-A	54		A4-A	55		A6-A	51
A2-B	55		A4-B	55		A6-B	57
A2-C	53		A4-C	56		A6-C	53
A2-D	53		A4-D	58		A6-D	50
A3-A	56		A5-A	58		A7-A	47
A3-B	56		A5-B	57		A7-B	49
A3-C	54		A5-C	58		A7-C	58
A3-D	52		A5-D	56		A7-D	55

5.1 Stikkprøvekontroll med alternativ slaghammer Original Schmidt

Det ble utført stikkprøvekontroller av R-verdiene med alternativ slaghammer. Verdiene ble ikke registrert, men var i tråd med målingene utført med hovedhammeren, og ga derfor ikke mistanke om målefeil med hovedhammeren.

5.2 Vurdering av slaghammermålinger

Det vurderes fra slaghammermålingene at hele broplaten har minst samme kvalitet og trykkstyrke som kjerneprøvene tatt fra oversiden. Det bemerkes dog at det er undermålere ift R-verdi (begge målepunkter) ved søyle 1A, 2D, 3A og 3D. Kun ved søyle 3D er begge undermålerne under 50. Ingen R-verdier er lavere enn 45.

Søylene vurderes til å klart ha minst samme betongkvalitet og trykkstyrke som kjerneprøvene tatt fra oversiden av broplaten.

6.0 Beskrivelser av utførelsene med bildeeksempler

Alle utførelser er fotografert. Bildene er tilgjengelig ved forespørsel, men de er ikke sortert. Stedsanvisninger kommer allikevel frem fra bildene i rekkefølgen de er tatt.

Undersøkelsene foregikk nattetid. Været var godt alle dager undersøkelsene pågikk. Temperaturer var mellom 13 °C og 17 °C.

Bilde av forhold	Beskrivelse
	Prøvested F2M Sliping av ujevn betongoverflate før slaghammermålinger. Betongoverflaten ble for ujevn for slaghammermålinger etter fresing. Opprigging av kjerneboringsutstyr er synlig til venstre i bildet. Krittmerkene (oransje streker) viser utmålt armering.
	Prøvested F2M Opprigging av kjernebor innenfor utmålt armering (kun øverste armeringslag, oransje krittstreker). Kjernebormaskinen må forankres i betong. Asfalt er for mykt og maskinen vil bli løsrevet ved innfesting i asfalt. Merk at i enkelte prøvesteder (over søyleakser) var armeringen så tett at kapping ikke kunne unngås. Det ble sjeldent kappet mer enn 1 armeringsstang. Representant fra COWI godkjente det forventede kappeomfanget.

Bilde av forhold	Beskrivelse
	Prøvested F2V Eksisterende membran (alle prøvesteder) er sannsynligvis bitumenbasert. Membranen er tynn, sprø, og svak, og har dårlig heft til underlaget. Nedfresing til membran uten å skade denne var umulig fordi fortanningen til fresemaskinen langt overstiger membranens tykkelse og overlapp minst 10 cm kunne ikke ivaretas. Membranens funksjon er neppe god.
	Prøvested A6 Tetting av kjerneboringshull med SikaQuick-506 FG. Herdetid var minst 3 timer før asfaltering av alle prøvesteder. Hull (ca. Ø12) etter slagankere for innfesting av kjernebormaskiner ble også tettet. Av hensyn til tidsrommet for delvis sperring av broen, kunne membranutbedring ikke utføres samme natt. Prøvestedene ble derfor midlertidig asfaltert.
	Prøvested F4V Midlertidige asfaltlapper ble helhetlig frest bort og lapping av bromembranen ble utført på natt 2. Membranutbedring med bitumenbasert bromembran. Tykkelse på utlagt membran er 1 cm. Membranen er lagt med mest mulig overlapp mot gammel membran og er ført litt opp på vertikale asfaltkanter. Asfalteringen ble utført med Ab11 asfalt (ikke fotografert).

Bilde av forhold	Beskrivelse
	Søyle 6C og 6D Slipte steder for slaghammermålinger på undersiden av broplaten ved søylepunkter og på søyler. Slaghammermålingene er utført på slipte steder (synlig som grå flekker på betongoverflatene). Prøvestedene på undersiden er 0,8 – 1,2 m fra søylene og innbyrdes i fra hverandre, avhengig av tilkomstutfordringer med lift. Slaghammeren (Schmidt Live) ble kontrollert mot kontrollambolt under hele utførelsen. Det ble i tillegg slått med alternativ hammer (Original Schmidt) på stikkprøvebasis som sidekontroll. Resultatene fra sidekontrollen ble ikke notert, men verdiene var tilsvarende Livehammeren og registrering vurdert som ikke nødvendig.

7.0 Andre funn og registrering av betongskader i søyler og i underside broplate

Det ble i undersøkelsene registrert betongskader og andre forhold på brokonstruksjonen under prøvetakningen. Enkelte av funnene vurderes til å være nedfallsfarlige og utgjør en risiko for trafikken under broen. Funnene er dokumentert og oppsummert i Tabell 3. Det kan ikke utelukkkes lignende og økt omfang på broen enn det som her er rapportert.

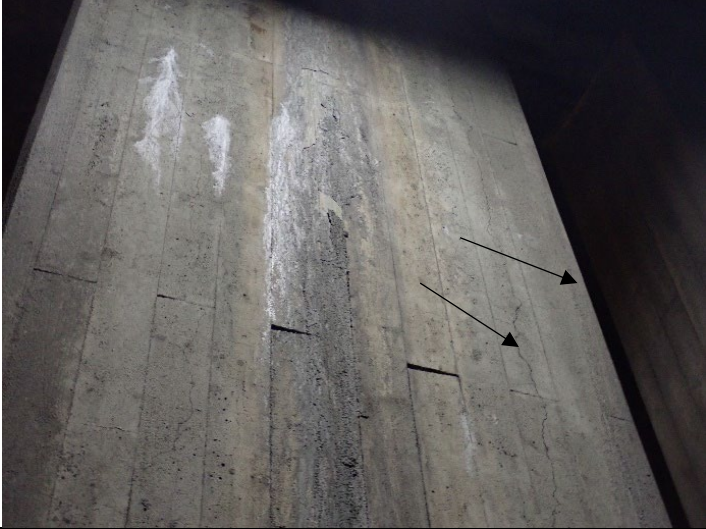
Tabell 5: Beskrivelse av bifunn under prøvetakningen med beskrivelse og stedsanvisning.

Bilde av forhold	Beskrivelse av forhold
	Østgående retning, mellom kjørefelt, omtrent under F5M Det er registrert en nedfallsfarlig betongavskalling på undersiden av broplaten. Avskallingen måler omtrentlig 0,5 x 0,5 m. Avskallingen bør fjernes raskest mulig. Fjerning var ikke mulig under undersøkelsene fordi sperring av hele veibredden ikke var omsøkt hos veimyndigheten. Se også neste bilde.

Bilde av forhold	Beskrivelse av forhold
	Østgående retning, mellom kjørefelt, omtrent under F5M Betongavskalling i undersiden av broplaten. Det er registrert riss med tegn på lekkasjer i undersiden av broplaten.
	Søyle A5-A Delaminert betong i søylehjørner, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.
	Søyle A5-A Delaminert betong i søylehjørner, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.



Bilde av forhold	Beskrivelse av forhold
	Søyle A5-C Delaminert betong i søylehjørner, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.
	Søyle A5-D Delaminert betong i søylehjørner, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.
	Søyle A5-C Delaminert betong i søylehjørner, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.

Bilde av forhold	Beskrivelse av forhold
	Søyle A4-B Delaminert betong i søylehjørner og på søyleflate, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.
	Søyle A4-B Delaminert betong i søylehjørner og på søyleflate, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.
	Søyle A4-B Delaminert betong i søylehjørner og på søyleflate, sannsynligvis som følge av armeringskorrosjon.

SINTEF Community
Postadresse:
Postboks 124 Blindern
0314 Oslo

Besøksadresse:
Børrestuveien 3
0373 Oslo

info@sintef.no

Foretaksregister:
NO 919 303 808 MVA

Emneord:
Trykkfasthet,
densitet, betong,
Karakteristisk
beregning

Prøvningsrapport

Prøving av betongkjerners trykkfasthet iht. NS-EN 12390-3

Materiallaboratoriet Oslo

Prosjektleder/forfatter(e):
Arne Gunnar Bruun

Dato:
2023-09-25

Oppdragsgiver(e):
Millab Consult AS
Nybyggerveien 15
1084 Oslo

Oppdragsgivers referanse:
Lain Miller
Grenseveien Bru

Prosjektnummer:
102022080-96

Antall sider og vedlegg:
7 inkl. 1 vedlegg

Sammendrag:

SINTEF Community mottok 2023-09-14 16 stk utborede betongsylindere og alle kjernene ble tildelt mottaksnummer V-1235. Borkjernene var merket med serie A (5 stk), FM (5 stk.), FV (5 stk.) og FH (1 stk.). Se tabell 3 for oversikt over borkjerner.

Se vedlegg 1 for bilde av innleverte kjerner.

Prøvene er tilvirket uten SINTEFs medvirkning

Prøvingen er utført av Henning Kleiv Karlsen

Tabell 1: Oversikt over prøvemeter

Metode	Akkreditert	Beregnet måleusikkerhet
Trykkfasthetsprøving, NS-EN 12390-3	Ja	$\pm 3 \%$
Bestemmelse av volum og densitet, NS-EN 12390-7	Ja	$\pm 0,26 \%$

Prosjektleder/forfatter:
Arne Gunnar Bruun

Signatur 

Kontrollert av:
Magnus Kron

Signatur 

Rapportnr:
2023:01029

Gradering:
Fortrolig

1 Saging, tildanning og trykkprøving av kjerner

1.1 Generelt

Bestemmelse av trykkfasthet ble utført 2023-09-18 i henhold til NS-EN 12390-3. Kjernene ble saget og planslipt før prøving. Volum og densitet av hver kjerne ble bestemt før trykkprøvingen ved veiing i luft og vann som angitt i NS-EN 12390-7.

Tabell 2: Benyttet prøveutstyr

Prøveutstyr	Skyvelære 300 mm ID-3013 Egglinjal MO-6065 Vekt MO-5489 Trykkpresse 2000 kN ID: 10771
-------------	--

1.2 Informasjon om borkjernene

Tabell 3 gir opplysninger om borkjernene.

Tabell 3: Informasjon om borkjernene

Serie	Borkjerner	Armering	Kommentarer til ferdig prøvestykker
A	A3	Nei	Ingen kommentar
	A4	Nei	Ingen kommentar.
	A5	Nei	Ingen kommentar.
	A6	Nei	Ingen kommentar
	A7	Nei	Ingen kommentar
FM	F2M	Nei	Ingen kommentar
	F3M	Nei	Ingen kommentar.
	F4M	Nei	Ingen kommentar.
	F5M	Nei	Ingen kommentar.
	F6M	Ja	Horisontalt armeringsjern målt til Ø 26,56 mm i senter av prøvestykke. Horisontal armering kan gi lavere trykkfasthet.
FV	F2V	Nei	Ingen kommentar.
	F3V	Nei	Ingen kommentar.
	F4V	Nei	Ingen kommentar.
	F5V	Nei	Ingen kommentar.
	F6V	Nei	Ingen kommentar.
FH	F5H	Nei	Ingen kommentar.

1.3 Resultater sylindertrykkfasthet

Resultater fra prøvingen er gitt i Tabell 4 til tabell 9.

Tabell 4: Resultater – trykkprøving av borkjerne serie A

Prøve nr.	Høyde	Diameter	Rom-densitet	Bruddlast	Trykkfasthet	h/d-forhold	Omregn. faktor ¹	Omregn. trykkfasthet
	mm	mm	kg/m ³	kN	MPa			MPa
A3	182,1	93,6	2388	311,7	45,3	1,94	0,99	44,8
A4	186,3	93,3	2351	283,5	41,5	2,00	1,00	41,5
A5	169,1	93,8	2353	277,0	40,1	1,80	0,98	39,3
A6	187,4	93,8	2345	281,2	40,7	2,00	1,00	40,7
A7	187,1	93,9	2334	274,7	39,6	1,99	1,00	39,6
Middel								41,2

Tabell 5: Resultater – trykkprøving av borkjerner serie FM

Prøve nr.	Høyde	Diameter	Rom-densitet	Bruddlast	Trykkfasthet	h/d-forhold	Omregn. faktor ²	Omregn. trykkfasthet
	mm	mm	kg/m ³	kN	MPa			MPa
F2M	187,2	93,7	2333	282,7	41,0	2,00	1,00	41,0
F3M	186,3	93,8	2362	274,6	39,7	1,99	1,00	39,7
F4M	187,4	93,8	2374	274,1	39,7	2,00	1,00	39,7
F5M	163,7	93,7	2351	299,4	43,4	1,75	0,97	42,1
F6M	186,5	93,8	2431	229,5	33,2	1,99	1,00	33,2
Middel								39,2

Tabell 6: Resultater – trykkprøving av borkjerner serie FV

Prøve nr.	Høyde	Diameter	Rom-densitet	Bruddlast	Trykkfasthet	h/d-forhold	Omregn. faktor ³	Omregn. trykkfasthet
	mm	mm	kg/m ³	kN	MPa			MPa
F2V	186,5	94,2	2308	239,0	34,3	1,98	1,00	34,3
F3V	186,9	93,8	2349	279,9	40,5	1,99	1,00	40,5
F4V	186,6	93,4	2332	237,7	34,7	2,00	1,00	34,7
F5V	187,4	93,9	2318	317,8	45,9	2,00	1,00	45,9
F6V	187,3	93,8	2318	298,9	43,3	2,00	1,00	43,3
Middel								39,7

Tabell 7: Resultater – trykkprøving av borkjerner serie FH

Prøve nr.	Høyde	Diameter	Rom-densitet	Bruddlast	Trykkfasthet	h/d-forhold	Omregn. faktor ⁴	Omregn. trykkfasthet
	mm	mm	kg/m ³	kN	MPa			MPa
F5H	187,4	93,7	2331	269,0	39,0	2,00	1,00	39,0
Middel								39,0

¹ Omregnet til fasthet for sylindre med høyde/diameterforhold lik 2,0 (NS3465:2003)

² Omregnet til fasthet for sylindre med høyde/diameterforhold lik 2,0 (NS3465:2003)

³ Omregnet til fasthet for sylindre med høyde/diameterforhold lik 2,0 (NS3465:2003)

⁴ Omregnet til fasthet for sylindre med høyde/diameterforhold lik 2,0 (NS3465:2003)

1.4 Omregning sylindertykkfasthet til terningfasthet

Oppdragsgiver ønsket å få omregnet sylindertykkfasthetsresultatene til terningfasthet (150x150x150 mm). Det er ikke gjort omregning av sylindertykkfastheten fra ca. Ø 94 x 187 mm i dette tilfelle utefra beskrivelsen om omregning fra Ø 100 x 200 mm til sylindere Ø 150 x 300 mm lik 1,0 se også NA.5.5.1.1 i standard NS-EN 206:2013+A2:2021/NA:2022. Ved omregning fra sylindertykkfasthet til terningfasthet ble faktor 0,8 ble brukt iht. *"Properties of concrete 5th edition, Neville"*. Se tabell 8-11 for resultater.

Tabell 8: Omregning – serie A

Prøve nr.	Trykkfasthet sylinder	Trykkfasthet terning
	MPa	MPa
A3	44,8	56,0
A4	41,5	51,9
A5	39,3	49,1
A6	40,7	50,9
A7	39,6	49,5
Middel	41,2	51,5

Tabell 9: Omregning – FM

Prøve nr.	Trykkfasthet sylinder	Trykkfasthet terning
	MPa	MPa
F2M	41,0	51,3
F3M	39,7	49,6
F4M	39,7	49,6
F5M	42,1	52,6
F6M	33,2	41,5
Middel	39,2	48,9

Tabell 10: Omregning – FV

Prøve nr.	Trykkfasthet sylinder	Trykkfasthet terning
	MPa	MPa
F2V	34,3	42,9
F3V	40,5	50,6
F4V	34,7	43,4
F5V	45,9	57,4
F6V	43,3	54,1
Middel	39,7	49,7

Tabell 11: Omregning – FH

Prøve nr.	Trykkfasthet sylinder	Trykkfasthet terning
	MPa	MPa
F5H	39,0	48,8
Middel	39,0	48,8

Vedlegg 1



Bilde 1: Innleverte prøver serie A



Bilde 2: Innleverte prøver serie FM



Bilde 3: Innleverte prøver serie FV



Bilde 4: Innlevert prøve serie FH



Bilde 5: Prøve F6M - armeringsjern



Bilde 6: Prøve F6M - armeringsjern



Teknologi for et bedre samfunn
www.sintef.no

Vedlegg 2 - Kalibreringsmålinger fra OS broplate

	F2M-K	F4V-K	F6M-K
Median	47	43	46
25 % median	11,75	10,75	11,5
Grense+25%	58,75	53,75	57,5
Grense-25%	35,25	32,25	34,5
Målinger	9	14	13
Målinger utenfor grenser	0	3	3
%-målinger utenfor	0 %	21 %	23 %

1	44	48	65
2	47	36	46
3	58	50	40
4	42	40	41
5	44	61	46
6	52	70	58
7	55	38	59
8	47	42	38
9	52	51	40
10		57	40
11		40	46
12		39	57
13		44	41
14		42	
15			

ORIGINAL SCHMIDT

	F2M-K	F4V-K	F6M-K
Median	48	48	49
25 % median	12	12	12,25
Grense+25%	60	60	61,25
Grense-25%	36	36	36,75
Målinger	12	15	15
Målinger utenfor grenser	3	3	2
%-målinger utenfor	25 %	20 %	13 %

1	46	70	61
2	58	51	49
3	52	37	40
4	69	48	48
5	62	38	42
6	50	49	62
7	46	30	44
8	45	47	61
9	43	37	39
10	46	59	51
11	46	36	54
12	64	45	37
13		54	65
14		53	56
15		69	39

ORIGINAL SCHMIDT LIVE

Vedlegg 3 - Måleresultater fra slaghammer fra undersiden av broplaten og fra søyler

	A2-A-UK1	A2-A-UK2	A2-B-UK1	A2-B-UK2	A2-C-UK1	A2-C-UK2	A2-D-UK1	A2-D-UK2	A3-A-UK1	A3-A-UK2	A3-B-UK1	A3-B-UK2	A3-C-UK1	A3-C-UK2	A3-D-UK1	A3-D-UK2	A2-A	A2-B	A2-C	A2-D	A3-A	A3-B	A3-C	A3-D
Median	53	52	53	55	55	58	57	55	57	58	57	57	57	55	53	52	54	55	53	53	56	56	54	52
25 % median	13,25	13	13,25	13,75	13,75	14,375	14,125	13,75	14,25	14,5	14,125	14,25	13,75	14,25	13,25	12,875	13,5	13,75	13,25	13,25	13,875	13,875	13,5	12,875
Grense+25%	66,25	65	66,25	68,75	68,75	71,875	70,625	68,75	71,25	72,5	70,625	71,25	68,75	71,25	66,25	64,375	67,5	68,75	66,25	66,25	69,375	69,375	67,5	64,375
Grense-25%	39,75	39	39,75	41,25	41,25	43,125	42,375	41,25	42,75	43,5	42,375	42,75	41,25	42,75	39,75	38,625	40,5	41,25	39,75	39,75	41,625	41,625	40,5	38,625
Målinger	10	10	11	11	10	10	10	10	10	10	10	10	11	10	11	10	9	9	9	9	10	10	10	10
Målinger utenfor grenser	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
%-målinger utenfor	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	10 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
1	54	53	56	51	54	56	57	51	61	58	56	55	56	59	50	50	54	57	53	55	55	53	58	53
2	53	57	56	60	55	66	45	55	64	58	57	53	58	56	63	57	55	55	53	51	53	52	54	43
3	50	51	48	53	55	46	56	52	54	58	52	59	53	52	56	52	52	57	54	56	56	55	55	54
4	57	51	53	51	60	57	56	55	60	46	57	59	51	58	53	53	51	52	54	53	57	58	46	51
5	58	49	57	58	55	58	57	52	57	55	57	58	49	59	53	57	52	57	55	55	55	56	54	52
6	59	41	55	59	56	47	59	52	40	57	64	58	56	56	53	50	55	51	53	53	55	49	46	51
7	51	54	58	57	59	59	56	55	57	58	56	58	57	60	47	49	59	54	54	53	57	56	55	48
8	52	58	52	55	58	61	44	59	56	58	53	56	50	55	58	51	49	59	48	52	56	52	56	55
9	53	49	53	55	54	58	65	58	56	57	59	55	57	55	53	47	54	53	53	51	55	58	49	42
10	50	55	45	57	55	57	58	55	60	60	56	52	51	59	56	59					58	58	52	52
11																								
12			53																					
13																								
14																								
15																								

	A4-A-UK1	A4-A-UK2	A4-B-UK1	A4-B-UK2	A4-C-UK1	A4-C-UK2	A4-D-UK1	A4-D-UK2	A5-A-UK1	A5-A-UK2	A5-B-UK1	A5-B-UK2	A5-C-UK1	A5-C-UK2	A5-D-UK1	A5-D-UK2	A4-A	A4-B	A4-C	A4-D	A5-A	A5-B	A5-C	A5-D
Median	45	50	57	53	46	56	49	47	61	60	62	62	59	59	58	61	55	55	56	58	58	57	58	56
25 % median	11,25	12,5	14,25	13,125	11,5	13,875	12,25	11,75	15,25	14,875	15,375	15,5	14,625	14,625	14,375	15,125	13,75	13,625	14	14,5	14,5	14,125	14,5	14
Grense+25%	56,25	62,5	71,25	65,625	57,5	69,375	61,25	58,75	76,25	74,375	76,875	77,5	73,125	73,125	71,875	75,625	68,75	68,125	70	72,5	72,5	70,625	72,5	70
Grense-25%	33,75	37,5	42,75	39,375	34,5	41,625	36,75	35,25	45,75	44,625	46,125	46,5	43,875	43,875	43,125	45,375	41,25	40,875	42	43,5	43,5	42,375	43,5	42
Målinger	10	10	10	10	10	10	11	11	10	10	10	11	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Målinger utenfor grenser	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
%-målinger utenfor	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
1	44	45	61	50	48	55	48	51	65	60	64	62	58	57	59	65	58	46	55	60	56	47	60	51
2	49	46	57	57	42	57	49	48	62	64	65	55	61	60	59	58	55	55	52	61	56	59	63	50
3	46	50	52	62	45	58	47	45	62	59	62	59	67	58	58	61	55	59	59	57	53	54	50	62
4	45	48	61	54	47	51	50	42	59	56	61	62	51	56	57	59	56	57	55	57	58	57	61	58
5	44	51	55	51	47	57	52	49	64	61	61	61	56	61	56	60	57	52	57	59	61	61	60	58
6	46	58	57	57	44	50	46	43	59	60	63	56	58	58	58	60	54	56	55	58	49	56	55	57
7	45	45	48	52	49	53	48	48	61	59	62	63	59	59	53	62	54	60	57	57	61	56	53	56
8	44	53	58	51	42	51	51	46	52	56	61	65	59	61	59	63	58	54	58	58	66	52	59	56
9	43	55	57	53	45	58	48	56	61	59	60	62	60	60	56	60	53	52	58	61	59	60	54	55
10	51	50	54	47	47	56	53	44	57	61	60	59	55	58	55	62	49	53	55	56	58	65	57	54
11							49	47				65												
12																								
13																								
14																								
15																								

	A6-A-UK1	A6-A-UK2	A6-B-UK1	A6-B-UK2	A6-C-UK1	A6-C-UK2	A6-D-UK1	A6-D-UK2	A7-A-UK1	A7-A-UK2	A7-B-UK1	A7-B-UK2	A7-C-UK1	A7-C-UK2	A7-D-UK1	A7-D-UK2	A6-A	A6-B	A6-C	A6-D	A7-A	A7-B	A7-C	A7-D
Median	56	59	58	57	49	57	57	54	61	60	59	56	58	58	58	57	51	57	53	50	47	49	58	55
25 % median	13,875	14,75	14,375	14,125	12,25	14,125	14,125	13,5	15,25	14,875	14,625	14	14,5	14,5	14,375	14,125	12,75	14,25	13,25	12,375	11,75	12,125	14,375	13,625
Grense+25%	69,375	73,75	71,875	70,625	61,25	70,625	70,625	67,5	76,25	74,375	73,125	70	72,5	72,5	71,875	70,625	63,75	71,25	66,25	61,875	58,75	60,625	71,875	68,125
Grense-25%	41,625	44,25	43,125	42,375	36,75	42,375	42,375	40,5	45,75	44,625	43,875	42	43,5	43,5	43,125	42,375	38,25	42,75	39,75	37,125	35,25	36,375	43,125	40,875
Målinger	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Målinger utenfor grenser	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
%-målinger utenfor	0 %	0 %	0 %	0 %	9 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %	0 %
1	55	56	47	57	66	57	55	59	62	58	56	57	55	58	58	60	52	57	52	48	47	47	55	54
2	52	59	59	56	45	66	56	54	60	59	54	53	59	56	59	58	45	57	49	45	50	49	57	47
3	54	61	54	58	44	54	56	55	64	59	57	55	61	57	52	57	47	56	56	51	53	48	55	58
4	62	59	58	54	39	58	62	51	59	62	53	52	56	64	61	51	50	60	53	51	49	49	58	53
5	58	56	62	58	50	57	56	56	60	63	59	53	58	54	58	52	52	55	56	51	46	48	58	57
6	56	60	61	59	55	56	61	53	63	56	59	60	59	59	58	55	49	57	53	56	46	48	60	55
7	58	60	57	47	53	53	57	52	61	58	59	59	58	58	57	57	52	58	47	47	49	57	58	45
8	60	61	60	53	47	54	61	55	63	60	58	56	59	56	50	62	54	53	54	59	45	49	56	56
9	52	52	48	59	48	65	56	53	60	60	61	56	59	59	56	56	50	58	57	46	47	49	56	57
10	53	57	53	52	49	53	58	54	61	60	59	59	50	60	57	51	53	55	53	48	46	45	60	54
11					52																			
12																								
13																								
14																								
15																								

BILAG D: KARAKTERISTISK BETONGSTYRKE FOR BETONGKJERNER

[illegible]

BILAG E: BEREGNINGER

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Til
Oslo Kommune - Bymiljøetaten

Dokumenttype
Bæreevneberegnings rapport

Dato
July 2024

Deck Classification of Grenseveien bru for Sv 12 / 100 & BK10 / 60 traffic loads Appendix E - Modeling & Loads

Projektnavn:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Projektnr.:	1350058841-008
Modtager:	
Dokumenttype:	Bæreevneberegnings rapport
Version:	B
Dato:	01-07-2024
Udarbejdet af:	EGK
Kontrolleret af:	FAU
Godkendt af:	XXX

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Table of Contents

- 1. Introduction
 - 1.1 Scope
 - 1.2 Description of structure
 - 1.3 Existing Information
- 2. Assumptions
 - 2.1 Standards/codes
 - 2.2 Geometry
 - 2.3 Loads
 - 2.4 Load combinations
 - 2.5 Materials and material propepties
- 3. Model Description
 - 3.1 Model Sections attributes
 - 3.2 Support Conditions
 - 3.3 Static Loads
 - 3.4 Static Model Analysis Results

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

1 - Introduction

1.1 - Scope

BYM in Oslo wants to change the traffic distribution on Grenseveien bridge to make room for a sidewalk and cycleway over the bridge along the northern edge. As a result the existing central reserve will be removed and will be given to traffic. In addition, a new concrete layer will be added over the existing deck increasing the weight.

The original situation is based on regulations OVV 1/1964 where as the new situation will be checked in accordance with Norwegian Road Administration's Handbook V412, for Sv 12/100 and BK10/60.

The scope of this assessment is to check the capacity of the bridge for the new traffic alignment and the additional layer of concrete (future situation only).

1.2 Description of structure

The bridge is constructed on a curve, and follows an arc shape, with a radius of approx. 180m measured at the bridge deck centerline. The length of the bridge is measured as approximately 118m along the curved centerline and 113m measured as a straight line projected along its longitudinal axis.

The width of the bridge varies along its length from 27.5m to 29.5 over the west and east end supports respectively, with a general width of approx. 25.0m shown on archive drawing No 797.06 (see Figur 2-1). The thickness of the deck varies along its length and across its width, from 0.5m away from supports to 1.0m over the supports, in accordance with archive drawing No 797.11a (see Figur 2-2).

Each of the intermediate supports consist of 2No pairs of 0.6mx1.2m RC piers. Each pair is founded on 3No piles. The edge supports consist of RC abutment walls founded on piled foundations. For more information refer to archive information. The substructure (apart from the pier columns) is not part of the scope of the current assessment.

The bridge deck is simply supported on 17No neoprene bearings over the west end support and on 10No neoprene bearings over the east end support, but it is continuous over the intermediate supports.

The substructure consists of reinforced concrete abutments and piers, founded on piled foundations at the edge and intermediate supports respectively. The piers at the locations of the intermediate supports are fully integral with the deck. The substructure, apart from the piers that are integrally connected to the bridge deck, is not modelled.

1.3 Existing Information

The geometry of the bridge was based on the archive information and drawings.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

2 Assumptions

2.1 Standards/Codes

The calculations are based on the following codes/standards:

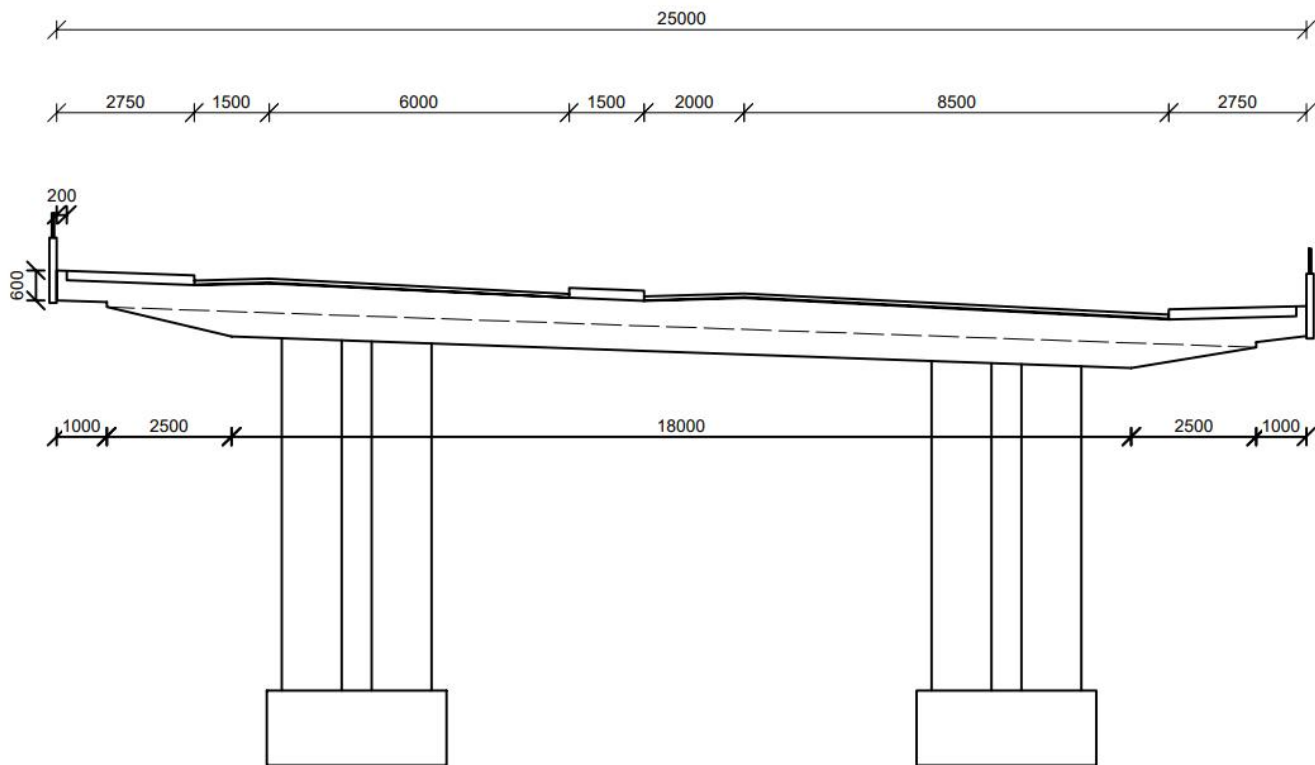
- [1] Håndbok V412
- [2] Håndbok V413, bæreevneklassifisering av bruer, materieler
- [3] DS/EN 1990/A1
- [4] DS/EN 1991-2:2003
- [5] DS/EN 1992-1-1
- [6] DS/EN 1993-1-1
- [7] N400 Bruprojektering 2009

The following preliminary assessment has been taken into consideration

- [8] Vedlegg 11 - Bæreevnevurdering Grenseveien bru - COWI December 2023

2.2 Geometry

RC deck dimensions



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

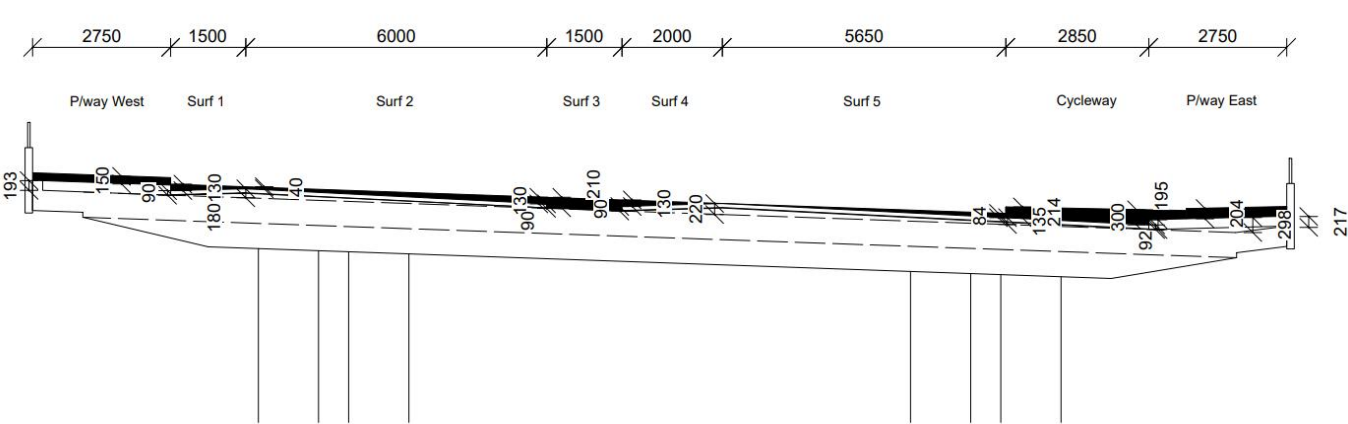
Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01
KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10
GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Deck plate dimensions

$t_{deck.min} := 500 \text{ mm}$	minimum deck thickness
$t_{deck.max} := 1000 \text{ mm}$	maximum deck thickness
$t_{deck.con} := 400 \text{ mm}$	deck constant thickness
$t_{EB} := 600 \text{ mm}$	height of Edge Beam
$w_{EB} := 200 \text{ mm}$	width of Edge Beam
$w_{deck} := 25.0 \text{ m}$	typical deck width
$w_1 := 18.0 \text{ m}$	central section of deck with variable thickness along the span length
$w_2 := 2.5 \text{ m}$	Edge section of deck with variable thickness across the width
$w_3 := 1.0 \text{ m}$	Deck width of constant thickness

Existing and New surfacing



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Existing Concrete over the 500mm of the bridge deck that are modelled - they will only be considered as load:

$$t_{\text{ex.ped.west}} := 0 \text{ mm}$$

thickness of additional concrete over existing ped/way East

$$t_{\text{ex.ped.east}} := \frac{103 \text{ mm}}{2} = 52 \text{ mm}$$

thickness of additional concrete over existing ped/way - West

$$t_{\text{surf.cycle.ex}} := \frac{50 \text{ mm}}{2} = 25 \text{ mm}$$

thickness of additional concrete over new cycleway - West

$$t_{\text{surf.ex.1}} := \frac{90 \text{ mm}}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$t_{\text{surf.ex.2}} := \frac{90 \text{ mm}}{2} = 45 \text{ mm}$$

$$t_{\text{surf.ex.4}} := \frac{130 \text{ mm}}{2} = 65 \text{ mm}$$

$$t_{\text{surf.ex.5}} := \frac{130 \text{ mm} + 50 \text{ mm}}{2} = 90 \text{ mm}$$

New Surfacing:

$$t_{\text{n.asph}} := 80 \text{ mm}$$

Thickness of asphalt across the driving lanes

$$t_{\text{n.membrane}} := 15 \text{ mm}$$

Thickness of waterproofing across the bridge

$$t_{\text{n.ped.w}} := 358 \text{ mm}$$

thickness of surfacing of new ped/way - West

$$t_{\text{n.ped.e}} := \frac{240 \text{ mm} + 283 \text{ mm}}{2} = 261.5 \text{ mm}$$

thickness of surfacing of new ped/way - East

$$t_{\text{n.cycle.e}} := 296 \text{ mm} \cdot \frac{600 \text{ mm}}{2250 \text{ mm}} + \frac{215 \text{ mm} + 283 \text{ mm}}{2} \cdot \frac{2250 \text{ mm}}{2850 \text{ mm}} = 275.51 \text{ mm}$$

thickness of surfacing of new cycleway

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

$$t_{\text{surf.n.1}} := \frac{130 \text{ mm} + 40 \text{ mm}}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$t_{\text{surf.n.2}} := \frac{120 \text{ mm} + 40 \text{ mm}}{2} = 80 \text{ mm}$$

$$t_{\text{surf.n.3}} := \frac{120 \text{ mm} + 130 \text{ mm}}{2} = 125 \text{ mm}$$

$$t_{\text{surf.n.4}} := \frac{130 \text{ mm}}{2} = 65 \text{ mm}$$

$$t_{\text{surf.n.5}} := \frac{86 \text{ mm}}{2} = 43 \text{ mm}$$

Span Length & width

Horizontal Span length

$$L_1 := 14 \text{ m}$$

$$L_2 := 17 \text{ m}$$

$$L_3 := 17 \text{ m}$$

$$L_4 := 17 \text{ m}$$

$$L_5 := 17 \text{ m}$$

$$L_6 := 17 \text{ m}$$

$$L_7 := 14 \text{ m}$$

$$L_{\text{tot}} := L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6 + L_7 = 113 \text{ m}$$

Span Length

Curved geometry

$$L_{1.\text{arc}} := 15 \text{ m}$$

$$L_{2.\text{arc}} := 17 \text{ m}$$

$$L_{3.\text{arc}} := 17 \text{ m}$$

$$L_{4.\text{arc}} := 17.15 \text{ m}$$

$$L_{5.\text{arc}} := 17.44 \text{ m}$$

$$L_{6.\text{arc}} := 17.9 \text{ m}$$

$$L_{7.\text{arc}} := 16.8 \text{ m}$$

$$L_{\text{tot.arc}} := L_{1.\text{arc}} + L_{2.\text{arc}} + L_{3.\text{arc}} + L_{4.\text{arc}} + L_{5.\text{arc}} + L_{6.\text{arc}} + L_{7.\text{arc}} = 118.29 \text{ m}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

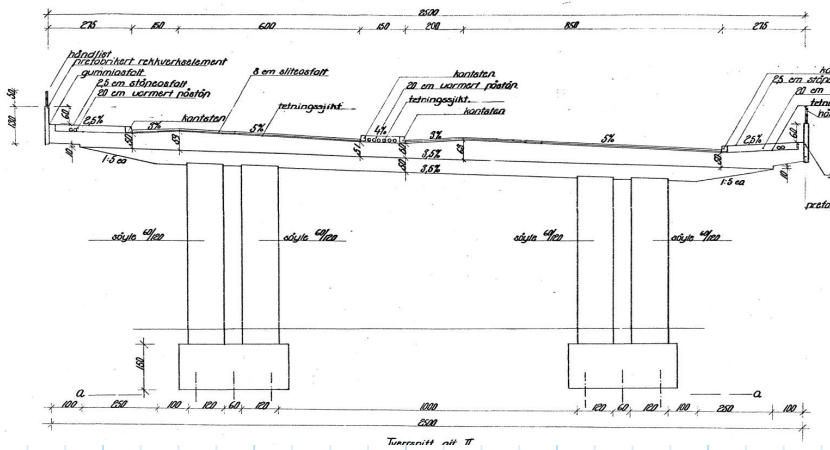
Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Column dimensions



$$b_{col} := 600 \text{ mm}$$

$$a_{col} := 1200 \text{ mm}$$

$$h_{col} := 5000 \text{ mm}$$

Note: The height of the columns varies from 4,5m to 6,2m (according to archive information – DWG 797.18). An intermediate value of 5,0m (closer to the minimum height) was used conservatively in the model for all the piers, as more conservative approach since an increased height would introduce flexibility to the supports and reduce the sectional forces

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

2.3 Loads

Permanent loads:

The permanent loads (Dead loads & and superimposed dead loads) that affect the bridge and the foundations are given from the self-weight of the elements consisting the bridge superstructure (bridge deck slab and edge upstand) and substructure (piers & abutments) - Ref [1]:

$$\gamma_{\text{con}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Density, reinforced concrete

$$\gamma_{\text{asph}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Density of asphalt to be included for the surfacing
- 70mm of existing wear layer will be considered according to [1]

$$q_{\text{ppt}} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \gamma_{\text{con}} \cdot (675 + 625) \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm}$$

$$= 5.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

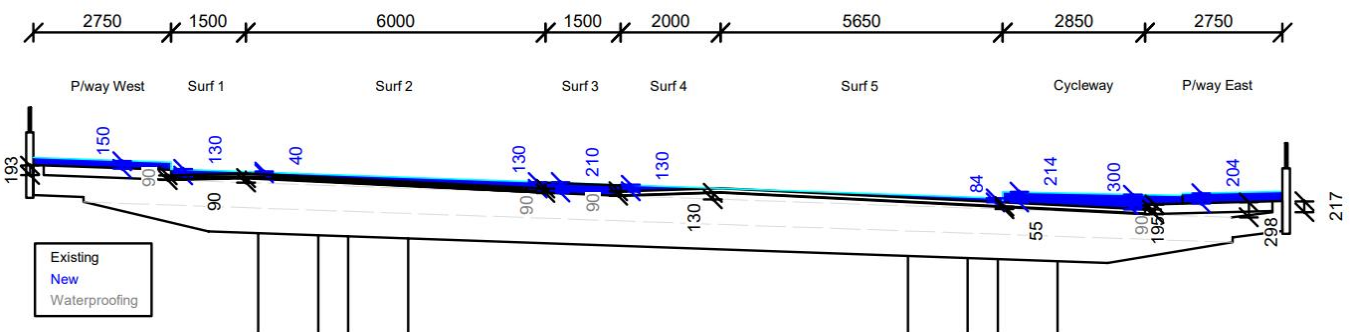
Parapet load (consisting of a steel railing-1kN/m- and concrete prefabricated upstand based on the geometry) - in [8] 5.25kN/m has been assumed

$$q_{\text{CR}} := 5.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Central Reserve - in Accordance with [8]

Note: The existing central reserve will not be applied to the model. The bridge is beeing assessed only under the loads of the future alignment. Since asphalt and concrete have the same density one of them is used for the load calculation.

Thicknesses might need to be updated when surfacing will be finalised.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Load from Surfacing and height variations of deck (existing and new):

$$g_{\text{surf.gen}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{n.asph}} + t_{\text{n.membrane}}) = 2.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

15mm of watreproofing and 80mm of asphalt across the bridge deck

$$g_{\text{ped.west}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{ex.ped.west}} + t_{\text{n.ped.w}}) + \gamma_{\text{asph}} \cdot t_{\text{n.membrane}} = 9.325 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{ped.east}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{ex.ped.east}} + t_{\text{n.ped.e}}) + \gamma_{\text{asph}} \cdot t_{\text{n.membrane}} = 8.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{cycle}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{n.cycle.e}} + t_{\text{surf.cycle.ex}}) + \gamma_{\text{asph}} \cdot t_{\text{n.membrane}} = 7.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{surf.1}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{surf.ex.1}} + t_{\text{surf.n.1}}) + g_{\text{surf.gen}} = 5.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{surf.2}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{surf.ex.2}} + t_{\text{surf.n.2}}) + g_{\text{surf.gen}} = 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{surf.3}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{surf.n.3}}) + g_{\text{surf.gen}} = 5.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Surfacing at the location of the central reserve

$$g_{\text{surf.4}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{surf.ex.4}} + t_{\text{surf.n.4}}) + g_{\text{surf.gen}} = 5.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$g_{\text{surf.5}} := \gamma_{\text{asph}} \cdot (t_{\text{surf.ex.5}} + t_{\text{surf.n.5}}) + g_{\text{surf.gen}} = 5.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

According to [8] the following additional surfacing load has been applied to the initial assessment of the bridge - for information only

$$q_{\text{ad.surf}} := 1.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Load applied over the drive lanes

$$q_{\text{ad.srf.wp}} := 4.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Additional 170mm thickness layer of concrete over the west pedestrian way

$$q_{\text{ad.srf.ep}} := 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Additional 280mm thickness layer of concrete over the east pedestrian way

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Variable loads:

The bridge is assessed for an SV12/100 and BK10/60 loads, with maximum 12t axle load and max total weight of 100t as well as 11.5t maximum axle load and 60t total weight respectively, in accordance with [1].

Free passage traffic has been applied on the deck, where the vehicles can be positioned anywhere along the width of the bridge, at a position that gives the worst results to the element under examination.

SV12/100 Special Transport - axle loads and spacing

Lasttype	Lastfordeling
Trippelboggilast	100 kN 175 kN 100kN a a a=1.4 m Aksellastenes rekkefølge er vilkårlig
Kjøretøylast	5x135 kN a a a a a=1.4 m
Vogntoglast ⁽¹⁾	8 x 120 kN p=6 kN/m a a a a a=2,0 m 14,0 m

$Q_{SV.tb} := 2 \cdot 100 \text{ kN} + 175 \text{ kN} = 375 \text{ kN}$

$Q_{SV.k} := 5 \cdot 135 \text{ kN} = 675 \text{ kN}$

$Q_{SV.v} := 8 \cdot 120 \text{ kN} = 960 \text{ kN}$

Bk10/60 axle loads and spacing

Lasttype	Lastfordeling	Spesielle bruksklasser		
			Bk 10/60	Bk 10/74
Boggilast	A₁kN A₂kN a a=1.4 m	A ₁	165	165
		A ₂	120	120
Kjøretøy-last	5 x A kN a a a a a=1.4 m	A	80	80
Vogntoglast	9 x A kN p=6 kN/m a a a a a=2,0 m 16,0	A	63	70

$Q_{Bk.b} := 165 \text{ kN} + 120 \text{ kN} = 285 \text{ kN}$

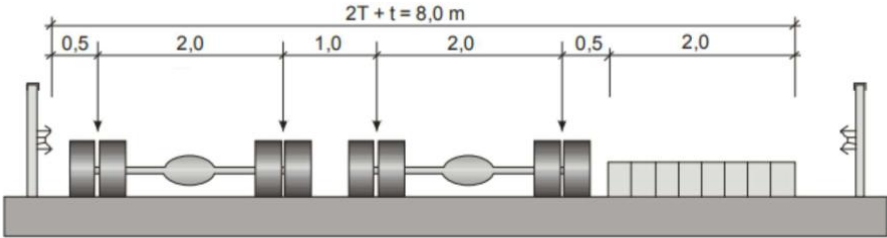
$Q_{Bk.k} := 5 \cdot 80 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$

$Q_{Bk.v} := 9 \cdot 63 \text{ kN} = 567 \text{ kN}$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

positioning across the width of the bridge according to [1]



a) Tre eller flere oppmerkede kjørefelt – uten føringskanter.

- $I_{lane.ht} := 3.0 \text{ m}$

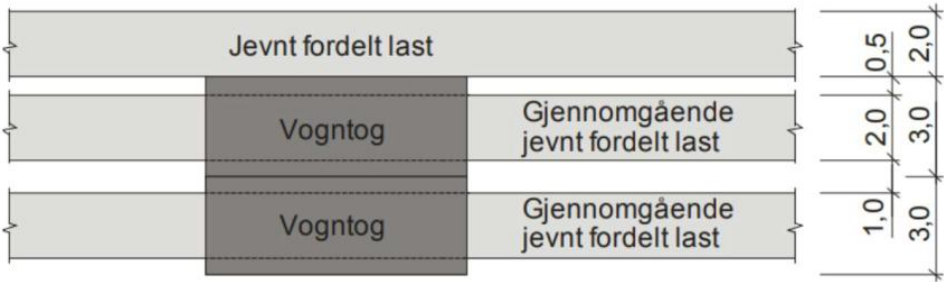
Width requirement for heavy traffic loads - Ref: [1] Section 3.2.3
- $I_{lane.lt} := 2.0 \text{ m}$

Width requirement for light traffic loads - Ref: [1] Section 3.2.3

UDL

$$q_{LL} := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{I_{lane.ht}} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Uniformly distributed load over the traffic lanes according to the following sketch



$$q_{ped} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Pedestrian and cyclists uniformly distributed load over footpath, applied simultaneously with traffic - Ref: [1]

When the footpath is minimum 90mm above the level of the traffic lane, then for footpaths width >1.5m the loaded width should be B-0.7 in accordance with the following screenshot.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

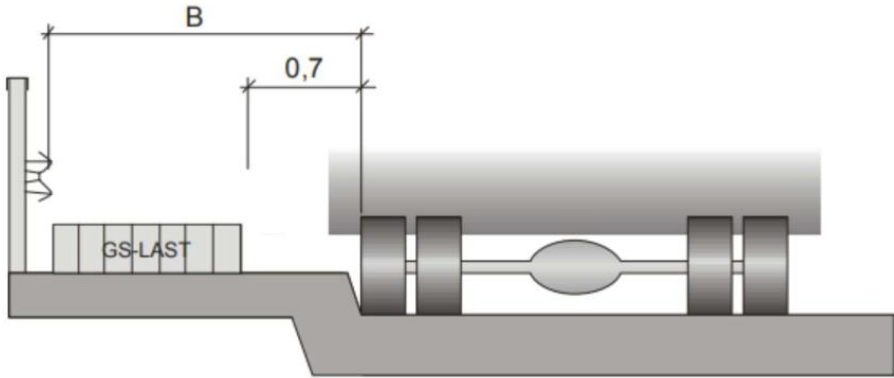


Figure 3.2.6.2—1 — Pedestrian and cycle path separated from the carriageway with a guide edge

Braking Loads (N/A)

$F_{br.Sv.12} := 600 \text{ kN}$

Braking load for bridges with $L > 40\text{m}$ - Sv12/100

$F_{br.Bk.10} := 360 \text{ kN}$

Braking load for bridges with $L > 40\text{m}$ - Bk10/60

ref: [1] - section 3.6.4.1

The **braking** load is assumed to act in the longitudinal direction of the bridge at the height of the carriageway, and can be assumed to be evenly distributed over the entire width of the carriageway.

Nosing Loads (N/A)

$F_{nos.Sv.12} := 0.25 \cdot F_{br.Sv.12} = 150 \text{ kN}$

Nosing load - Ref [1] - Section 3.2.4 - Sv12/100

$F_{nos.Bk.10} := 0.25 \cdot F_{br.Bk.10} = 90 \text{ kN}$

Nosing load - Ref [1] - Section 3.2.4 - Bk10/60

Centrifugal Loads (N/A)

$S_c = v^2 \cdot V / (127 \cdot R) \leq 0,2 \cdot V$ (kN eller kN/m)

v	Maksimum hastighet (km/t)
R	Horisontalkurvens radius (m)
V	Vertikallasten i kN for aksellastene og i kN/m for den jevnt fordelte lasten.

Maksimum hastighet settes normalt til 70 km/t. I tettbebygd strøk hvor hastigheten er lavere, kan maksimum hastighet reduseres, men ikke settes lavere enn 50 km/t.

Ved $R \geq 1500 \text{ m}$ behøver en ikke ta hensyn til sentrifugallasten.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01
KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10
GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

2.4 Load Combinations

Safety Limit states under consideration:

The bridge is assessed at the Ultimate Limit State.

In the ultimate limit state, failure due to design loads are considered. The bridge belongs to CC3 (high consequence class), as the bridge is traffic-carrying.

Dynamic effects are included in vertical traffic loads and therefore no dynamic factor is applied to the traffic loads - Ref: [1] Section 3.1.3

Load combinations & Partial load factors:

The bridge is considered in ULS for the following load combinations according to Road norm code [1]:

Ultimate limit state (ULS):

Tabell 9.3.1—1 — Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjonslast, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Egenlast/Andre		
a	1,0	1,15 ⁽¹⁾ ⁽²⁾	γ_d	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

⁽¹⁾ Ved kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for egenlast og andre permanente laster til 1,1.

⁽²⁾ Lastfaktor for permanente laster settes lik 1,0, dersom dette er ugunstigere.

γ_d	= 1,1/0,9	= 1,1/0,9 for direkte virkninger av spennkrefter, forøvrig er $\gamma_d = 1,0$.
γ_1	= 1,3	for bruksklasser, to lastfelt.
	= 1,4	for bruksklasser, ett lastfelt.
	= 1,2	for spesialtransporter (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med spesialtransporten)
	= 1,15	for Sv 12/65 (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med Sv 12/65)
	= 1,1	for engangstransporter
	= 1,0	for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje
	= 1,6	for øvrige variable laster.
γ_2	= 1,2	for bruksklasser
	= 1,1	for spesialtransporter (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med spesialtransportene)
	= 1,05	for Sv 12/65 (faktoren benyttes også for Bk 10/60 som kombineres med Sv 12/65)
	= 0,8	for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer
	= 1,3	for øvrige variable laster.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

Permanent loads:	$\gamma_{g,unfav} := 1.10$	Unfavourable - for special transport - Ref: [1] Table 9.3.1-1
	$\gamma_{g,fav} := 1.0$	Favourable
Traffic loads:	$\gamma_1 := 1.2$	Group a
	$\gamma_2 := 1.1$	Group b

2.5 Materials and material properties

Material Partial Coefficients

$\gamma_s := 1.25$	[2] Table 2.1.1 - reinforcement 1955-201+
$\gamma_c := 1.50$	[2] Table 2.1.1
$\gamma_{ct} := 1.70$	Partial coefficient, tension

Concrete from Archive info:

$f_{ck.od} := 25 \text{ MPa}$	Deisgn Concrete compressive strength according to archive information
$f_{cd.od} := 0.85 \frac{f_{ck.od}}{\gamma_c} = 14.2 \text{ MPa}$	Design compressive strength based on archive info

Concrete from Testing

$f_{cn} := 33.5 \text{ MPa}$	Concrete compressive strength from testing - Please note that [9] mentions 41.8 MPa is used concrete strength for the calculations, which is above the average value of the testing results.
$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 22.33 \text{ MPa}$	Design Compressive strength from testing
$f_{cm} := f_{cn} + 8 \cdot \text{MPa} = 41.5 \text{ MPa}$	Average compressive strength
$f_{ctn} := \frac{(2 + 2.3) \text{ MPa}}{2} = 2.15 \text{ MPa}$	Design tensile strength - Taken for B40 as suggested in [8]

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

$E_c := 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ GPa} = 33.72 \text{ GPa}$ E-modulus

Reinforcement:

The bridge are reinforced with 'kamstål' according to the existing drawing 01B.

$f_{yk.2032} := 480 \text{ MPa}$ Yield stress, longitudinal reinforcement, d=20-32mm, Ref: [1] & archive info

$f_{yd.2032} := \frac{f_{yk.2032}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$ Design yield stress, longitudinal reinforcement

$f_{yk.816} := 500 \text{ MPa}$ Yield stress, longitudinal reinforcement, d=8-16mm, Ref: [1] & archive info

$f_{yd.816} := \frac{f_{yk.816}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ Design yield stress, longitudinal reinforcement

$E_s := 200 \cdot 10^3 \cdot \text{MPa}$ E-modulus, reinforcement

$c := 30 \text{ mm}$ Cover - Assumed

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

3 Model Description

The curved deck geometry in plan, following the road alignment, was modelled accurately, based on the radius recorded on the archive drawings (DWG No 797.06). The lines were drawn in Autocad and were then imported to LUSAS as helplines.

The following simplification were introduced to the model:

- A preliminary assessment of the deck capacity was governed by shear, due to vertical loads. Therefore, the deck was modelled as flat (no inclination was introduced in the longitudinal nor in the transverse direction), since any inclination would not have affected the results at the critical sections.
- The height of the columns varies from 4,5m to 6,2m (according to archive information – DWG 797.18). A intermediate value of 5,0m (closer to the minimum height) was used conservatively in the model for all the piers, as more conservative approach since an increased height would introduce flexibility to the supports and reduce the sectional forces.
- Points were introduced in the model to represent the location of the bearings, the geometrical changes of the deck section across the width, as well as the lane boundaries. To minimize the number of points, the spacing of the bearings at the east bridge end as well as the width of the footpaths and the cycleway for the SDL application have been altered slightly. Those simplifications are considered as negligible.

Within the LUSAS finite element model, all surface elements (deck elements) were modelled using thick shell surface element with QTS4 mesh applied. The mesh was applied in a consistent manner, with all the elements being aligned in the same orientation (see figure XX). This was to ensure accurate load effects could be obtained from the analysis. A mesh density of 0.25mx0.25m was used to subdivide efficiently the surface elements in the model. The piers, at the location of the intermediate supports were modelled using line elements with quadrilateral mesh applied (BM121). The foundations and abutments were not modelled

3.1 Model Sections Attributes

The deck thickness variations were modelled by applying "Surface Grid Variations" to the surface attributes, applied to the deck elements. The maximum and minimum thickness of the elements representing the inclined parts of the deck, was calculated by using linear interpolation, based on the element width. An eccentricity was applied to the deck elements using the "Surface Grid Variations" command as well, in order to accurately model the deck elements with constant top surface levels and variable levels at the bottom of the surface. An example of the deck variation in the longitudinal direction along each span is shown below. Due to the curved bridge deck geometry, any small discrepancies of the modelled deck thickness compared to the reality were ignored as negligible. A constant thickness of 600mm and 400mm was applied to the surface elements representing the edge beam and the West and East deck edges.

3.2 Support Conditions

Based on the bridge articulation (add reference) the following support conditions are applied to the model:

- End supports – restraint translation in the vertical direction.
- Piers (top) – integral connection with the deck
- Piers (bottom) – restraint in rotation and translation on all directions.

Note: for model stability, the deck is restraint in all directions at a single point. Only vertical loads will be applied under the current classification assessment and therefore no additional restraints were applied in the longitudinal and lateral direction to represent the behavior of the neoprene bearings

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01
KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10
GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

3.3 Static Loads

3.3.1 Dead Loads

Gravity was applied to the concrete elements of the structure with unit weight of 25kN/m³.

$$G_{deck} := \gamma_{con} \cdot \left(\frac{(t_{deck.min} + t_{deck.max})}{2} \cdot (L_{1.arc} + L_{2.arc} + L_{3.arc} + L_{4.arc} + L_{5.arc} + L_{6.arc} + L_{7.arc}) \cdot w_1 + \frac{(t_{deck.min} + t_{deck.max})}{2} \cdot w_2 \cdot L_{tot.arc} + 2 \cdot t_{deck.con} \cdot L_{tot.arc} \cdot w_3 + 2 \cdot t_{EB} \cdot L_{tot.arc} \cdot w_{EB} \right) = 48543.26 \text{ kN}$$

Load comparison with LUSAS model results:

	Component ▲	FX[kN]	FY[kN]	FZ[kN]	MX[kN.m]	MY[kN.m]	MZ[kN.m]	RSLT[kN]
1	Maximum	399,028	244,333	2,13585E3	321,824	0,0	0,119456	2,1361E3
2	Node	13985	12921	51200	51120	12897	12921	51200
3	Minimum	-38,06	-156,226	0,0	-114,732	-93,62	-0,61923	0,0
4	Node	51080	51120	12897	13383	51080	12920	12897
5	Total	0,349225E-9	-0,113587E-9	45,3108E3	N/A	N/A	N/A	N/A

$$G_{deck.LUSAS} := 45311 \text{ kN}$$

$$\gamma_{g,deck} := \frac{G_{deck}}{G_{deck.LUSAS}} = 1.07$$

Acceptable

$$G_{col} := 24 (\gamma_{con} \cdot b_{col} \cdot a_{col} \cdot h_{col}) = 2160 \text{ kN}$$

	Component ▲	FX[kN]	FY[kN]	FZ[kN]	MX[kN.m]	MY[kN.m]	MZ[kN.m]	RSLT[kN]
1	Maximum	0,0427136	3,62096	90,0608	0,0104955	0,0700584	2,39165E-3	90,0608
2	Node	13383	12942	50799	51200	13383	12921	50799
3	Minimum	-0,079632	-3,62096	1,62286E-3	-0,0135103	-0,0609144	-1,25887E-3	1,62286E-3
4	Node	13985	12898	13267	13363	51200	13263	13267
5	Total	42,0497E-15	-57,3244E-15	2,16E3	N/A	N/A	N/A	N/A

$$G_{col.LUSAS} := 2160 \text{ kN}$$

$$\gamma_{g,col} := \frac{G_{col}}{G_{col.LUSAS}} = 1$$

Acceptable

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

3.3.2 Superimposed Dead Loads

Parapet Load:

$$G_{ppt} := 2 \cdot q_{ppt} \cdot L_{tot.arc} = 1389.91 \text{ kN}$$

	Component ▲	FX[kN]	FY[kN]	FZ[kN]	MX[kN.m]	MY[kN.m]	MZ[kN.m]	RSLT[kN]
1	Maximum	12,8433	33,7474	255,293	41,2211	5,0813	0,329633	256,805
2	Node	13985	50799	51120	13343	51080	12921	51120
3	Minimum	-6,39248	-27,7903	-183,541	-57,0571	-11,7579	-0,202204	0,0
4	Node	50799	50638	51200	50799	50799	13263	12897
5	Total	20,596E-12	-10,2602E-12	1,36134E3	N/A	N/A	N/A	N/A

$$G_{ppt.LUSAS} := 1361 \text{ kN}$$

$$\gamma_{ppt} := \frac{G_{ppt}}{G_{ppt.LUSAS}} = 1.02 \quad \text{Acceptable}$$

Footpath and Cycleway Load:

$$G_{surf.ped} := (g_{ped.west} \cdot 2.75 \text{ m} + g_{ped.east} \cdot 2.75 \text{ m} + g_{cycle} \cdot 2.85 \text{ m}) \cdot L_{tot.arc} = 8360.03 \text{ kN}$$

	Component ▲	FX[kN]	FY[kN]	FZ[kN]	MX[kN.m]	MY[kN.m]	MZ[kN.m]	RSLT[kN]
1	Maximum	79,4376	124,41	1,09572E3	159,077	11,8978	1,46059	1,10155E3
2	Node	13985	50799	13383	50638	51080	12921	13383
3	Minimum	-24,7669	-100,808	-574,687	-195,361	-46,8708	-0,915514	0,0
4	Node	50799	13343	51200	50799	50799	13263	12897
5	Total	69,8819E-12	22,5384E-12	8,04863E3	N/A	N/A	N/A	N/A

$$G_{surf.ped.LUSAS} := 8049 \text{ kN}$$

$$\gamma_{surf.ped} := \frac{G_{surf.ped}}{G_{surf.ped.LUSAS}} = 1.04 \quad \text{Acceptable}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01
KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10
GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Traffic Lane surfacing Loads:

$$G_{surf.TL} := \left(g_{surf.1} \cdot 1.5 \text{ m} + g_{surf.2} \cdot 6.0 \text{ m} + g_{surf.3} \cdot 1.5 \text{ m} + g_{surf.4} \cdot 2.0 \text{ m} + g_{surf.5} \cdot 5.65 \text{ m} \right) \cdot L_{tot.arc} = 11017.83 \text{ kN}$$

	Component ▲	FX[kN]	FY[kN]	FZ[kN]	MX[kN.m]	MY[kN.m]	MZ[kN.m]	RSLT[kN]
1	Maximum	116,963	54,4686	1,00948E3	114,859	5,36248	0,320212	1,01035E3
2	Node	13985	50678	51200	51240	12920	13263	51200
3	Minimum	-20,23	-66,6747	-72,9392	-87,1927	-43,494	-0,788864	0,0
4	Node	51080	51240	50558	50678	51080	12921	12897
5	Total	0,115855E-9	-88,491E-12	11,0537E3	N/A	N/A	N/A	N/A

$G_{surf.TL.LUSAS} := 10054 \text{ kN}$

$$\gamma_{surf.TL} := \frac{G_{surf.TL}}{G_{surf.TL.LUSAS}} = 1.1$$

Acceptable

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

3.3.2 Live Loads

The vehicle wheel loads have been applied as patch loads in the LUSAS model over an area of 600mm X 200mm, according to [1], Section A.1.3.1.1.1

A 45o dispersal of the load have been assumed,, through the 95mm surfacing to the center of the 500mm thick deck. Any additional thickness across the bridge deck has not been taken into account to the load spread.

$$a_{\text{wheel}} := 600 \text{ mm} + 2 \cdot \frac{t_{\text{deck.min}}}{2} + 2 \cdot (t_{\text{n.asph}} + t_{\text{n.membrane}}) = 1290 \text{ mm}$$

$$b_{\text{wheel}} := 200 \text{ mm} + 2 \cdot \frac{t_{\text{deck.min}}}{2} + 2 \cdot (t_{\text{n.asph}} + t_{\text{n.membrane}}) = 890 \text{ mm}$$

Load Patch LUSAS input - SV 12/100:

$$Q_{\text{SV12}_100.V} := \frac{120 \text{ kN}}{2} = 60 \text{ kN}$$

$$q_{\text{SV12}_100.V} := \frac{Q_{\text{SV12}_100.V}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 52.26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{SV12}_100.K} := \frac{135 \text{ kN}}{2} = 67.5 \text{ kN}$$

$$q_{\text{SV12}_100.K} := \frac{Q_{\text{SV12}_100.K}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 58.79 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{SV12}_100.B1} := \frac{100 \text{ kN}}{2} = 50 \text{ kN}$$

$$q_{\text{SV12}_100.B1} := \frac{Q_{\text{SV12}_100.B1}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 43.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{SV12}_100.B2} := \frac{175 \text{ kN}}{2} = 87.5 \text{ kN}$$

$$q_{\text{SV12}_100.B2} := \frac{Q_{\text{SV12}_100.B2}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 76.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Load Patch LUSAS input - Bk 10/60:

$$Q_{\text{Bk10}_60.V} := \frac{63 \text{ kN}}{2} = 31.5 \text{ kN}$$

$$q_{\text{Bk10}_60.V} := \frac{Q_{\text{Bk10}_60.V}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 27.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{Bk10}_60.K} := \frac{80 \text{ kN}}{2} = 40 \text{ kN}$$

$$q_{\text{Bk10}_60.K} := \frac{Q_{\text{Bk10}_60.K}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 34.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{Bk10}_60.B1} := \frac{165 \text{ kN}}{2} = 82.5 \text{ kN}$$

$$q_{\text{Bk10}_60.B1} := \frac{Q_{\text{Bk10}_60.B1}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 71.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{Bk10}_60.B2} := \frac{120 \text{ kN}}{2} = 60 \text{ kN}$$

$$q_{\text{Bk10}_60.B2} := \frac{Q_{\text{Bk10}_60.B2}}{a_{\text{wheel}} \cdot b_{\text{wheel}}} = 52.26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

UDL for traffic lanes:

Due to the curved road alignment, the UDL was applied using patch loads combined to a single "Compound" type of load. The coordinates for the creation of the patch loads for each span were taken using autocad sketches. The UDL was applied over the lane width (3m). No additional distribution was taken into account.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

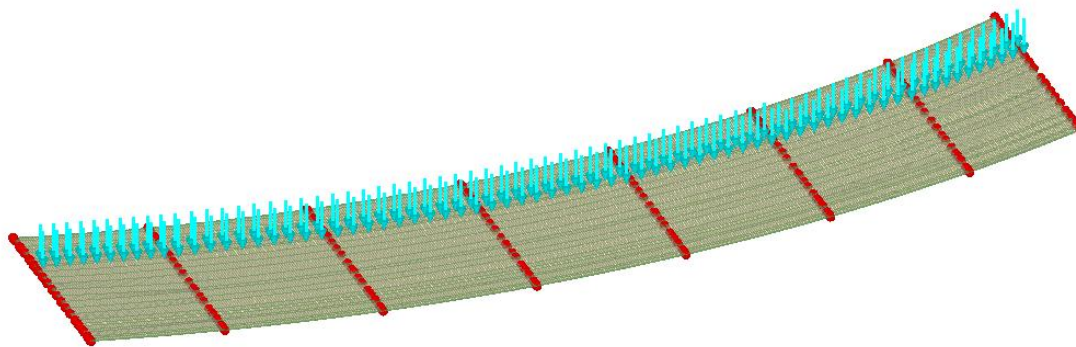
Classification Assessment of Grenseveien bru - Modeling and loads

UDFØRT: EGK, 2024-07-01

KONTROLLERET: FAU, 2024-07-10

GODKENT: XXX, 2024-xx-xx

Scale: 1: 431,382
Zoom: 59,6356
Eye: (-0,284376; -0,849965; 0,443497)
Linear/dynamic analysis
Analysis: Analysis 1
Loadcase: 1100:UDL Lane 1
Results file: Grenseveien_bru_V4~Analysis 1.mys



UDL for pedestrian way and cycle-path:

1kN/m² was applied over a reduced width of the footpath and cyclepath, in accordance with [1] - width reduction of 700mm. No additional points have been created in the model. The existing surfaced were chosen for the load application and therefore there are some differences compared to the actual load area which are considered negligible.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Bæreevne af broplade og søjler

Til
Oslo Kommune - Bymiljøetaten

Dokumenttype
Bæreevneberegnings rapport

Dato
August 2024

Bilag E

Bæreevne af broplade og søjler

Projektnavn:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Projektnr.:	1350058841-008
Modtager:	Oslo Kommune - Bymiljøetaten
Dokumenttype:	Bæreevneberegnings rapport
Version:	C
Dato:	16-08-2024
Udarbejdet af:	Frederik Autrup (FAU)
Kontrolleret af:	Eleftheria Gkagka (EGK)
Godkendt af:	Martin Fines

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

1 - Indledning

Indeværende dokument bestemmer udnyttelsen af bæreevnen for broen der fører Grenseveien over E6 motorvejen i Oslo, Norge. Grensevei broen er en pladebro udført i armeret beton og er fra ca. 1965. Udnyttelsen af broens bæreevnen bestemmes da der udføres en vejomlægning, som medfører at de nuværende kørespor flyttes. Broen eftervises for passage af specialtransporten SV12/100 kombineret med BK60/10. For nærmere beskrivelse af broen mv. henvises til hovedrapporten.

Bæreevneeftervisningen inkluderer:

- moment- og forskydning i langsgående retning
- moment- og forskydning i tværretning
- gennemlokning af broplade
- bæreevne af understøttende søjler

Bemærk, i indeværende rapport undersøges forankring ikke, da forankring erfaringsmæssigt ikke er kritisk for eksisterende broer.

1.1 - Resume

Bæreevneberegningerne har vist følgende maksimale udnyttelser:

- moment- og forskydning i langsgående retning, hhv. 97% og 110%
- moment- og forskydning i tværretning, , hhv. 68% og 96%
- gennemlokning af broplade 109%
- bæreevne af understøttende søjler 31%

2 - Referencer

Beregningerne i indeværende dokument er udført iht. følgende standarder:

- [1] NS-EN 1992-1-1
- [2] Håndbok V413, 2021, Bæreevneklassifisering af bruer, Materialer
- [3] Håndbok V412, 2023, Bæreevneklassifisering af bruer, laster
- [4] fib Model Code for Concrete Structures 2010
- [5] prEN 1992-1-1, Udkast til ny Eurocode 2
- [6] NS 3473 6. udgave 2003

3 - Materialeparametre og geometri

Betonen karakteristiske trykstyrke:	$f_{ck} := 33.5 \text{ MPa}$
Den karakteristiske betonstyrke er bestemt vha. udtagning af borekerne som efterfølgende er testet. Se hovedrapport for nærmere beskrivelse/redegørelse af betonstyrken.	
Faktor for lastvarighed iht. [2]:	$\alpha_{cc} := 0.85$
Reduktionsfaktor for betonens partialkoefficient iht. [1] Anneks A, A.2.3:	$\eta := 0.85$
Partialkoefficient for betonens trykstyrke:	$\gamma_c := \max(1.5 \cdot \eta, 1.3) = 1.3$
Faktor for plastisk trykzone:	$\lambda_c := 0.8$
Brudtøjning for betonen:	$\epsilon_{cu3} := 0.35\%$
Betonens effektive krybetal	$\varphi_{kryb} := 3$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

Dæklag antaget:

$c_{dæk} := 30 \text{ mm}$

Maksimal stenstørrelse:

$d_g := 38 \text{ mm}$

Regningsmæssig betontrykstyrke:

$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 21.9 \text{ MPa}$

Armeringens karakteristiske flydespænding:

$f_{yk,l} := 500 \text{ MPa}$ For $\phi = 8\text{-}16\text{mm}$

$f_{yk,s} := 480 \text{ MPa}$ For $\phi = 20\text{-}32\text{mm}$

Partialkoefficient for armeringen:

$\gamma_s := 1.25$

Armeringens regningsmæssige flydespænding:

$f_{yd,l} := \frac{f_{yk,l}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ For $\phi = 8\text{-}16\text{mm}$

$f_{yd,s} := \frac{f_{yk,s}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$ For $\phi = 20\text{-}32\text{mm}$

E-modul for armeringen:

$E_s := 200 \text{ GPa}$

Brodækkets mindste tykkelse:

$t_{min.broplade} := 50 \text{ cm}$

Brodækkets største tykkelse:

$t_{max.broplade} := 50 \text{ cm} + t_{min.broplade} = 1 \text{ m}$

Højde af brodæk mellem søjler som funktion af afstanden fra søjle:

$$h_{brodæk}(x) := t_{min.broplade} + \frac{(t_{max.broplade} - t_{min.broplade})}{\left(\frac{17 \text{ m}}{2}\right)^2} \cdot \left(x - \frac{17 \text{ m}}{2}\right)^2$$

Højde af brodæk mellem søjler og endevederlag som funktion af afstanden fra søjle:

$$h_{brodæk.ende}(x) := \begin{cases} \text{if } x > \frac{17 \text{ m}}{2} \\ t_{min.broplade} \\ \text{else} \\ h_{brodæk}(x) \end{cases}$$

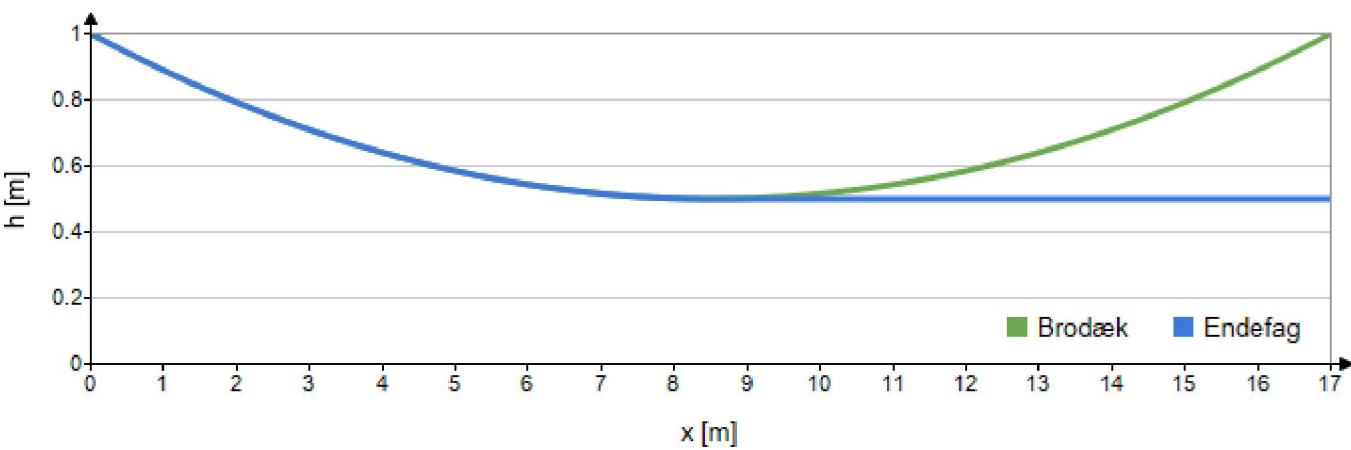
Inputs

$X_1 := rangeh$

$Y_1 := h_{brodæk}(rangeh)$

$X_2 := rangeh$

$Y_2 := h_{brodæk.ende}(rangeh)$



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

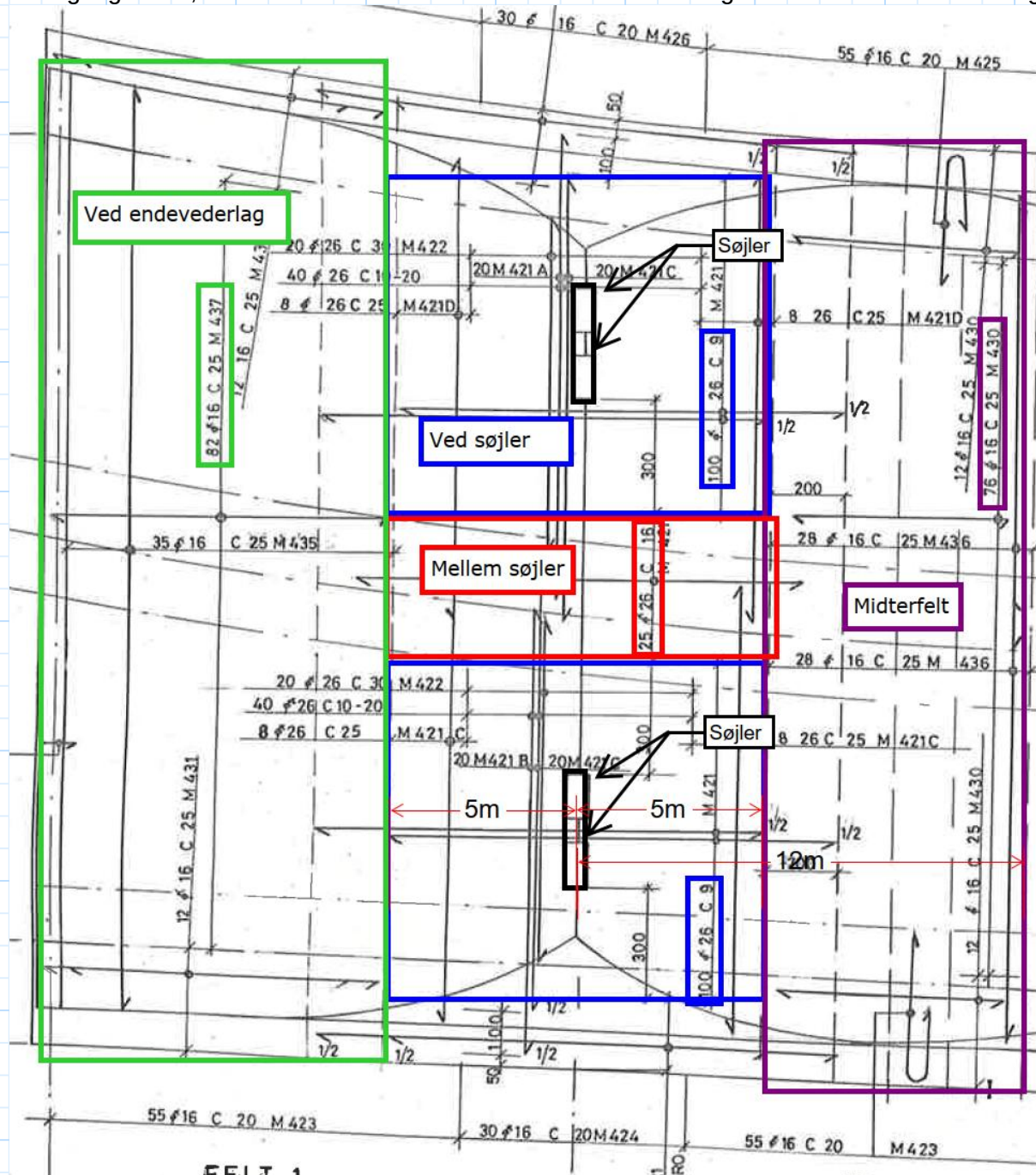
UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

3.1 - Armering i oversiden i langsgående retning

Armeringen i bropladen er opdelt i felter, nedenstående figur viser armeringen i langsgående retning i oversiden for opdelingen ved det nordlige endevederlag (Felt 1), over søjler og ved midterfeltet. Bemærk, ved overgang mellem felt ved søjler til midterfelt og ved endevederlag er der konservativt set bort fra overgangsfeltet, hvor der er en mindre afstand mellem armeringen end den anvendt i beregningerne.



Nedenstående figur viser armeringen i langsgående retning i oversiden for opdelingen ved det sydlige endevederlag (Felt 7), over søjler og ved midterfeltet. Bemærk, der er samme diameter og afstand mellem armeringen ved midterfelt, ved søjler, mellem søjler og ved endevederlag for felt 1-7.

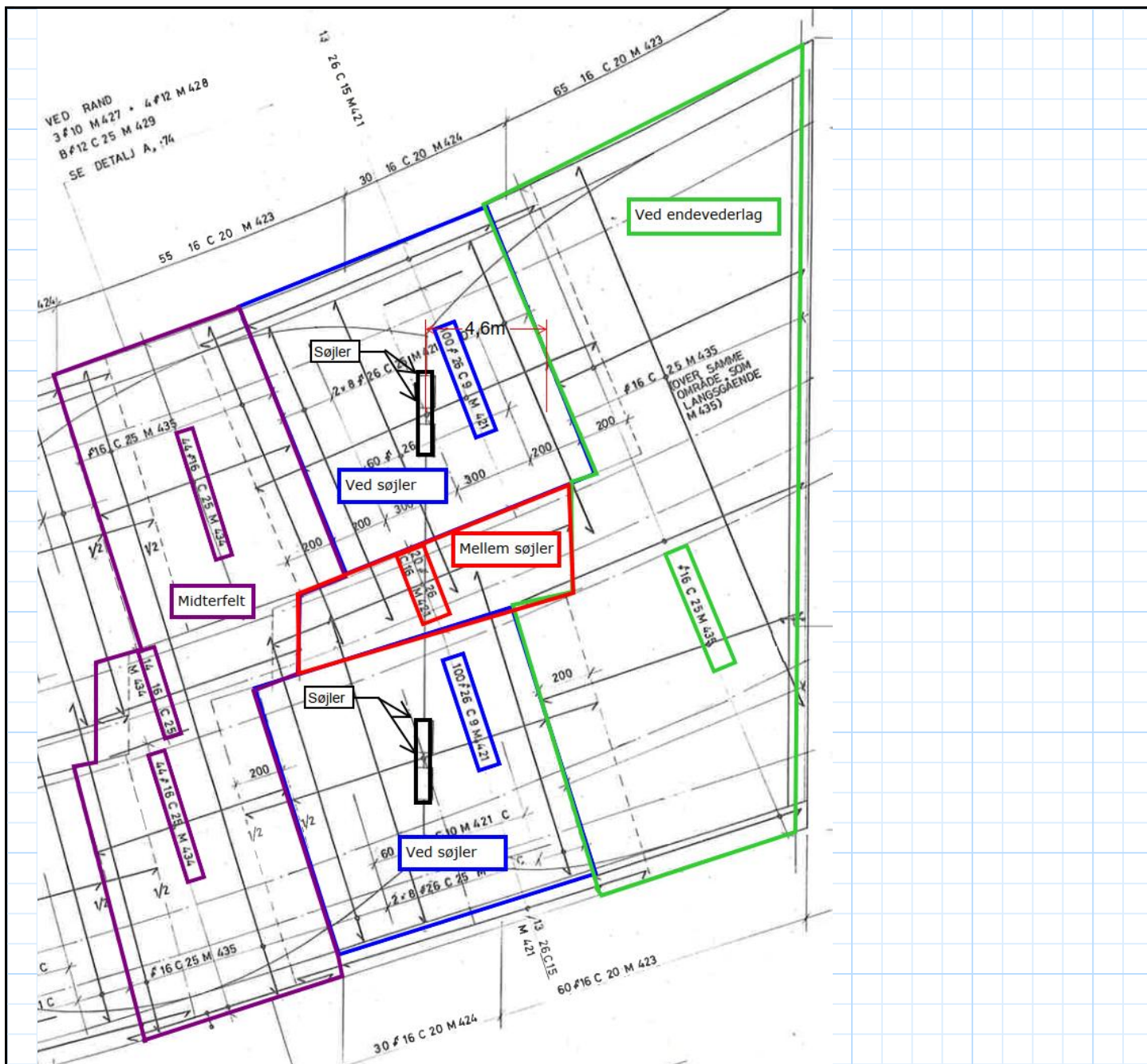
Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27



X afstand til overgang fra zone ved vederlag til zone ved søjler for felt 1-5:

$$X_{l.os.Felt1.5} := 5 \text{ m}$$

X afstand til overgang fra zone ved vederlag til zone ved søjler for felt 7:

$$X_{l.os.Felt7} := 4.6 \text{ m}$$

Felt over søjler:

$$\phi_{l.o.s} := 26 \text{ mm}$$

Armering over søjlerne:

$$S_{l.o.s} := 9 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade over søjlerne:

$$h_{max.l.o.s} := h_{brodæk} (0 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

Minimal tykkelse af broplade over søjlerne:	$h_{min.l.o.s} := h_{brodæk} (5\text{ m}) = 0.58\text{ m}$
Felt mellem søjler:	
Armering mellem søjlerne:	$\phi_{l.o.ms} := 26\text{ mm}$ $s_{l.o.ms} := 16\text{ cm}$
Maksimal tykkelse af broplade mellem søjlerne:	$h_{max.l.o.ms} := h_{brodæk} (0\text{ m}) = 1\text{ m}$
Minimal tykkelse af broplade mellem søjlerne:	$h_{min.l.o.ms} := h_{brodæk} (5\text{ m}) = 0.58\text{ m}$
Midterfelt:	
Armering ved midterfelt:	$\phi_{l.o.m} := 16\text{ mm}$ $s_{l.o.m} := 25\text{ cm}$
Maksimal tykkelse af broplade ved midtfelt:	$h_{max.l.o.m} := h_{brodæk} (5\text{ m}) = 0.58\text{ m}$
Minimal tykkelse af broplade ved midtfelt:	$h_{min.l.o.m} := h_{brodæk} \left(\frac{17\text{ m}}{2} \right) = 0.5\text{ m}$
Ved vederlag:	
Armering ved endevederlag:	$\phi_{l.o.e} := 16\text{ mm}$ $s_{l.o.e} := 25\text{ cm}$
Maksimal tykkelse af broplade ved endevederlag:	$h_{max.l.o.e} := h_{brodæk.ende} (5\text{ m}) = 0.58\text{ m}$
Minimal tykkelse af broplade ved endevederlag:	$h_{min.l.o.e} := h_{brodæk.ende} (14\text{ m}) = 0.5\text{ m}$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

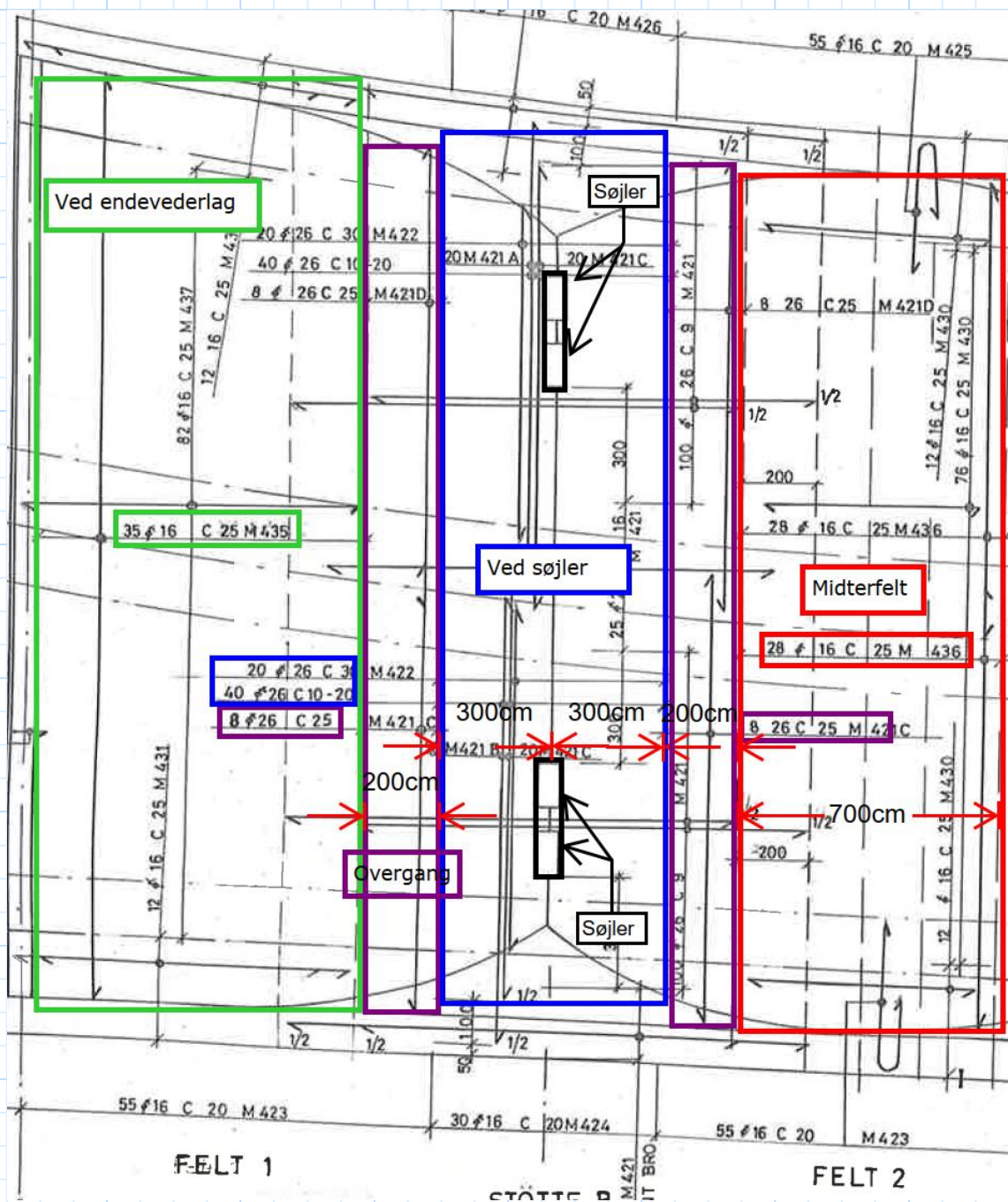
UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

3.2 - Armering i oversiden i tværgående retning

Nedenstående figur viser armeringen i tværgående retning i oversiden for opdelingen ved det nordlige endevederlag (Felt 1), over søjler og ved midterfeltet.



Nedenstående figur viser armeringen i tværgående retning i oversiden for opdelingen ved det sydlige endevederlag (Felt 7), over søjler og ved midterfeltet. Bemærk, der er samme diameter og afstand mellem armeringen ved midterfelt, ved søjler, mellem søjler og ved endevederlag for felt 1-7.

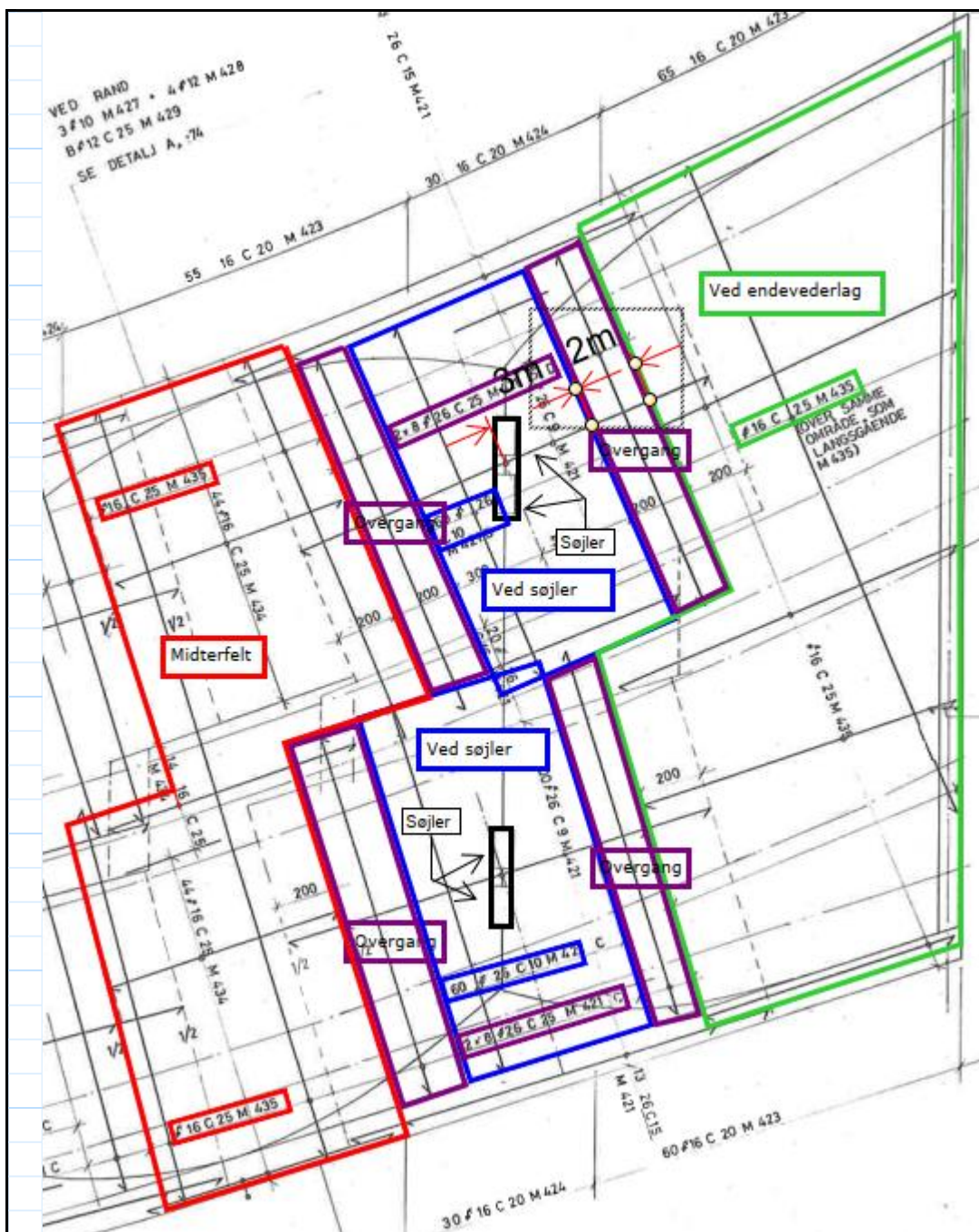
Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27



Felt ved søjler:

Armering ved søjler:

$$\phi_{t.o.s} := 26 \text{ mm}$$

$$s_{t.o.s} := 10 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade ved søjler:

$$h_{\max.t.o.s} := h_{\text{brodæk}}(0 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade ved søjler:

$$h_{\min.t.o.s} := h_{\text{brodæk}}(3 \text{ m}) = 0.71 \text{ m}$$

Felt ved overgang:

Armering ved overgang:

$$\phi_{t.o.o} := 26 \text{ mm}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

$$s_{top} := 25 \text{ cm}$$

Maksmimal tykkelse af broplade ved overgang:

$$h_{\max \text{ top}} := h_{\text{brodæk}}(3 \text{ m}) = 0.71 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade ved overgang:

$$h_{\text{min.t.o.g.}} := h_{\text{brodæk}}(5 \text{ m}) = 0.58 \text{ m}$$

Midterfelt og endevederlag:

$$\phi_{t.o.m.} := 16 \text{ mm}$$

Armering ved midterfelt og endevederlag:

$$S_{\text{top}} := 25 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade ved midterfelt:

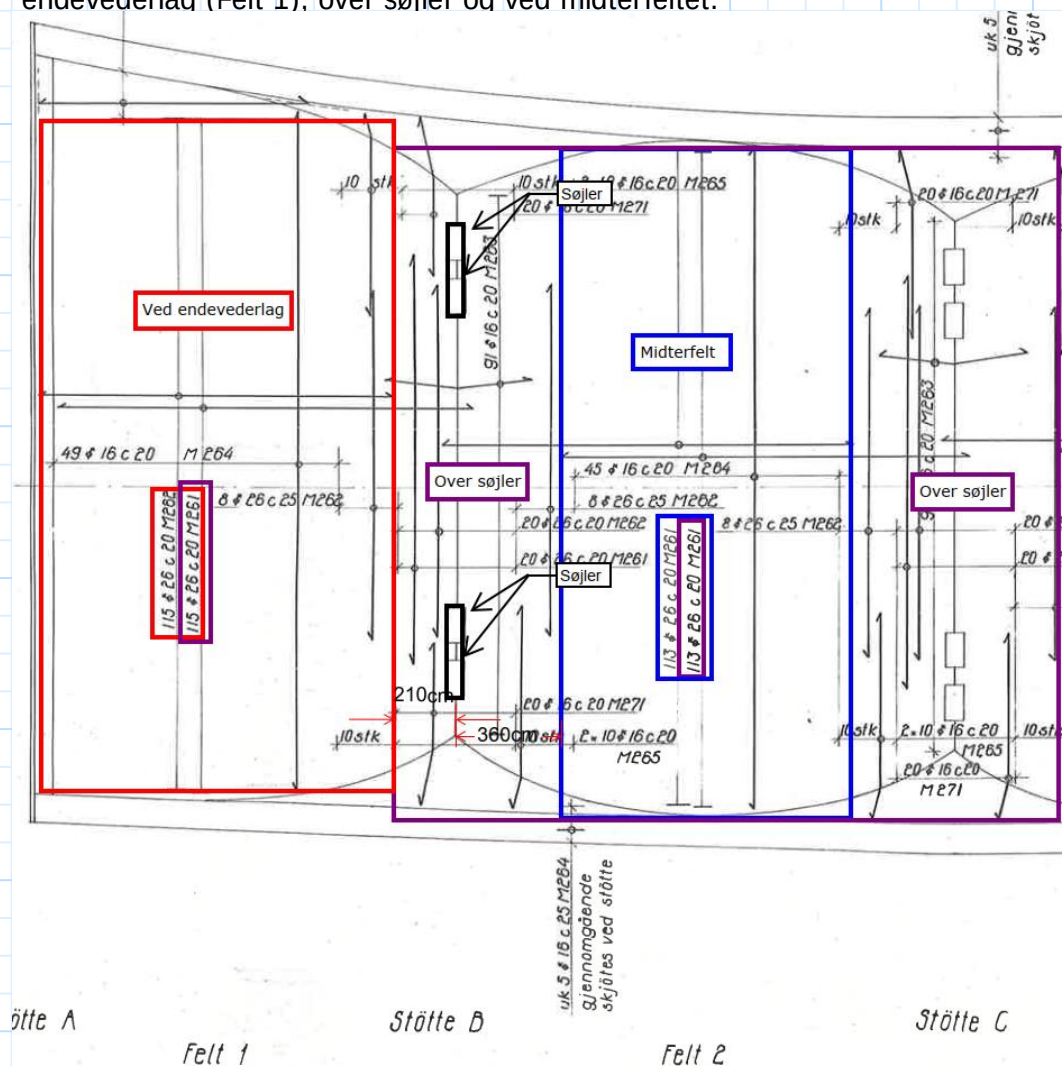
$$h_{\text{max to m}} := h_{\text{brodæk}}(5 \text{ m}) = 0.58 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade ved midterfelt:

$$h_{\text{min.t.o.m}} := h_{\text{brodæk}} \left(\frac{17 \text{ m}}{2} \right) = 0.5 \text{ m}$$

3.3 - Armering i undersiden i langsgående retning

Nedenstående figur viser opdelingen af armeringen i længderetningen i undersiden ved det nordlige endevederlag (Felt 1), over søjler og ved midterfeltet.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

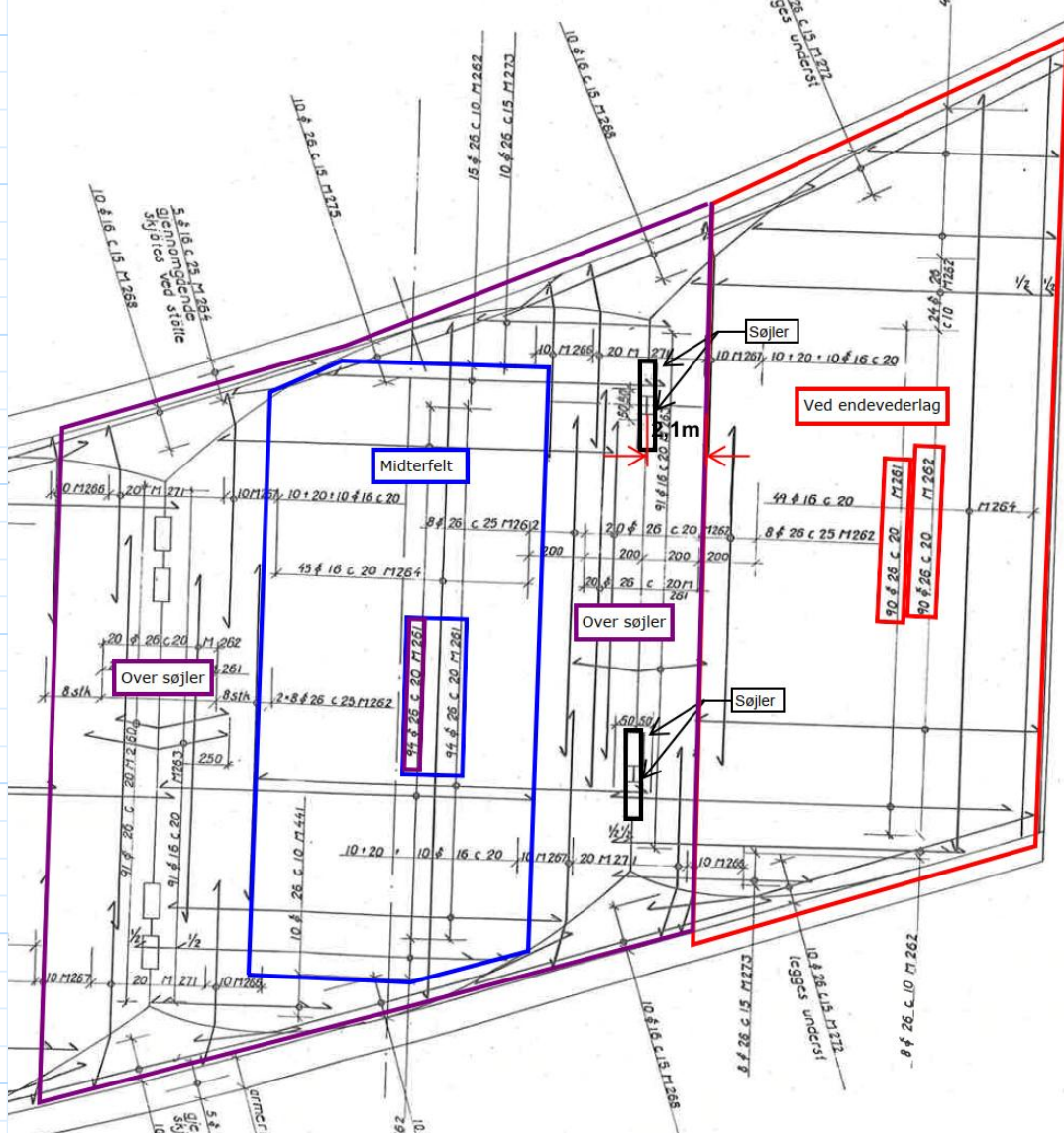
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser opdelingen af armeringen i langsgående retning i undersiden ved det sydlige endevederlag (Felt 7), over søjler og ved midterfeltet. Bemærk, der er samme diameter og afstand mellem armeringen ved midterfelt, ved søjler, mellem søjler og ved endevederlag for felt 1-7.



X afstand til overgang fra zone ved vederlag til zone ved søjler for felt 1-5:

$$X_{l.us.Felt1.5} := 3.6 \text{ m}$$

X afstand til overgang fra zone ved vederlag til zone ved søjler for felt 7:

$$X_{l.us.Felt7} := 2.1 \text{ m}$$

Felt over søjler:

Armering over søjlerne:

$$\phi_{l.us} := 26 \text{ mm}$$

$$s_{l.us} := 20 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade over søjlerne:

$$h_{\max.l.us} := h_{\text{brodæk}}(0 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade over søjlerne:

$$h_{\min.l.us} := h_{\text{brodæk}}(3.6 \text{ m}) = 0.67 \text{ m}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Midterfelt:

Armering ved midterfelt:

$$\phi_{l.u.m} := 26 \text{ mm}$$

$$S_{l.u.m} := 10 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade ved midtfelt:

$$h_{\max.l.u.m} := h_{\text{brodæk}}(3.6 \text{ m}) = 0.67 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade ved midtfelt:
Ved vederlag:

$$h_{\min.l.u.m} := h_{\text{brodæk}}\left(\frac{17 \text{ m}}{2}\right) = 0.5 \text{ m}$$

Armering ved endevederlag:

$$\phi_{l.u.e} := 26 \text{ mm}$$

$$S_{l.u.e} := 10 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade ved endevederlag:

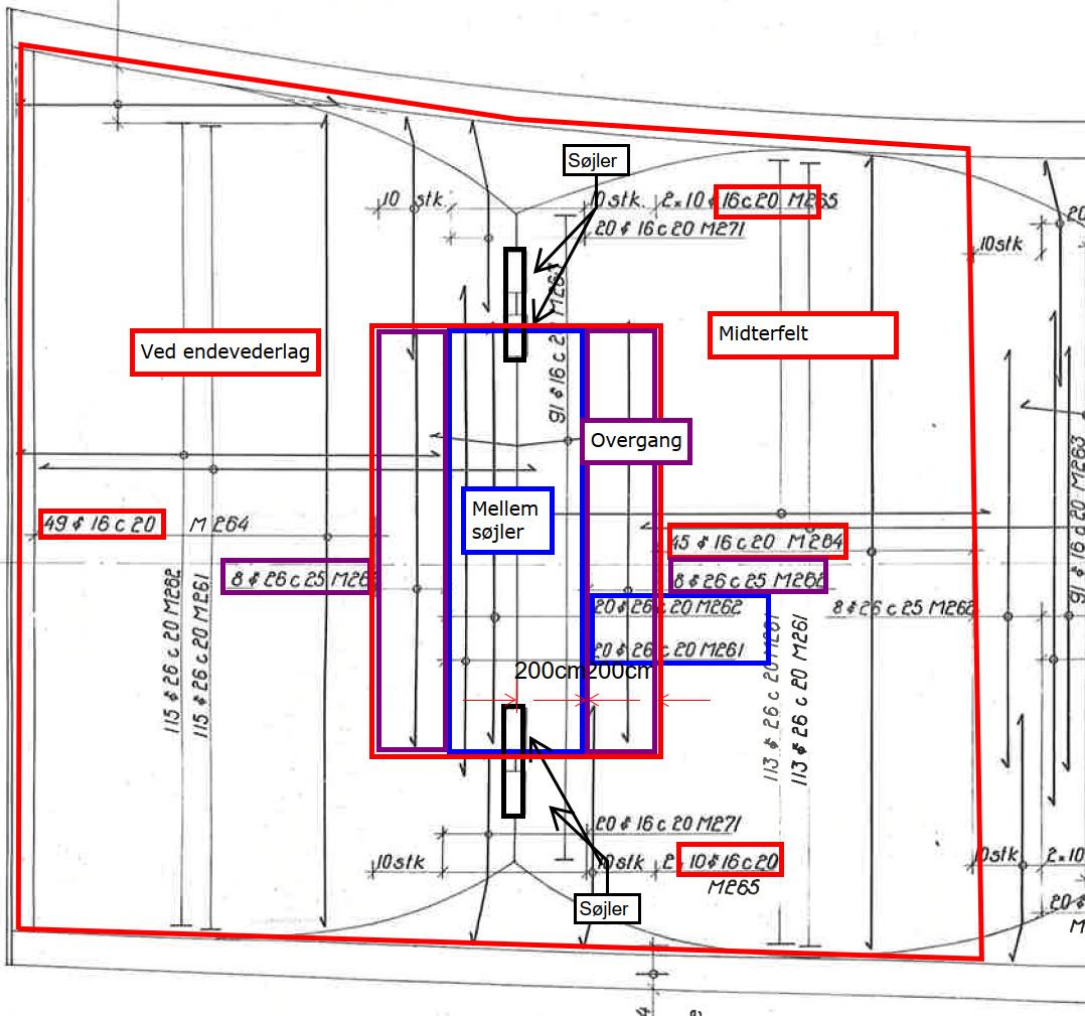
$$h_{\max.l.u.e} := h_{\text{brodæk.ende}}(2.1 \text{ m}) = 0.78 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade ved endevederlag:

$$h_{\min.l.u.e} := h_{\text{brodæk.ende}}(14 \text{ m}) = 0.5 \text{ m}$$

3.4 - Armering i undersiden i tværgående retning

Nedenstående figur viser opdelingen af armeringen i tværgående retning i undersiden ved det nordlige endevederlag (Felt 1), over søjler og ved midterfeltet.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

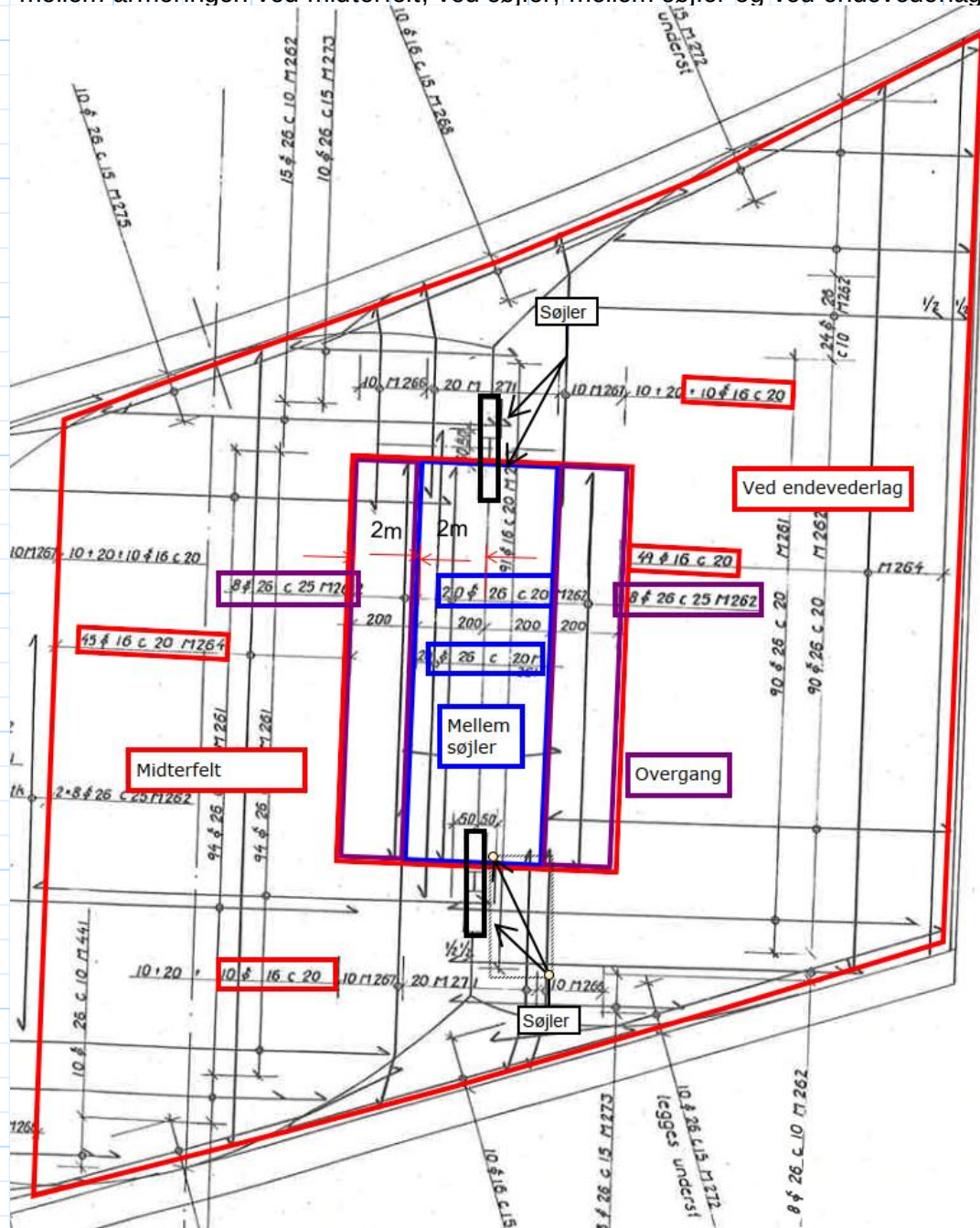
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser opdelingen af armeringen i tværgående retning i undersiden ved det sydlige endevederlag (Felt 7), over søjler og ved midterfeltet. Bemærk, der er samme diameter og afstand mellem armeringen ved midterfelt, ved søjler, mellem søjler og ved endevederlag for felt 1-7.



Felt mellem søjler:

Armering mellem søjler:

$$\phi_{t.u.ms} := 26 \text{ mm}$$

$$s_{t.u.ms} := 10 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade mellem søjler:

$$h_{\max.t.u.ms} := h_{\text{brodæk}}(0 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade mellem søjler:

$$h_{\min.t.u.ms} := h_{\text{brodæk}}(2 \text{ m}) = 0.79 \text{ m}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Felt ved overgang:

Armering ved overgang:

$$\phi_{t.u.o} := 26 \text{ mm}$$

$$s_{t.u.o} := 25 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade ved overgang:

$$h_{\max.t.u.o} := h_{\text{brodæk}}(2 \text{ m}) = 0.79 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade ved overgang:

$$h_{\min.t.u.o} := h_{\text{brodæk}}(4 \text{ m}) = 0.64 \text{ m}$$

Midterfelt og endevederlag:

Armering ved midterfelt og endevederlag:

$$\phi_{t.u.m} := 16 \text{ mm}$$

$$s_{t.u.m} := 20 \text{ cm}$$

Maksimal tykkelse af broplade ved midterfelt:

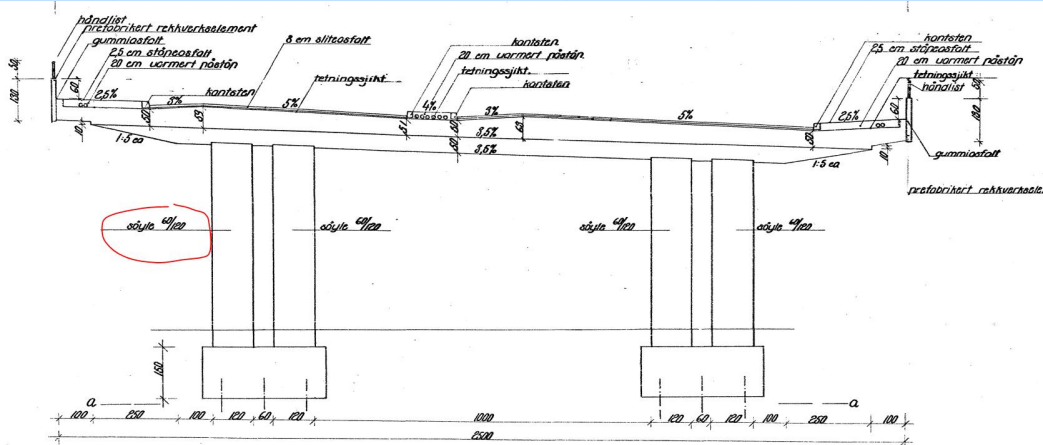
$$h_{\max.t.u.m} := h_{\text{brodæk}}(0 \text{ m}) = 1 \text{ m}$$

Minimal tykkelse af broplade ved midterfelt:

$$h_{\min.t.u.m} := h_{\text{brodæk}}\left(\frac{17 \text{ m}}{2}\right) = 0.5 \text{ m}$$

3.4 - Geometri søjler

Søjlerne geometri ses af nedenstående figur.



Bredde af søjle:

$$b_s := 120 \text{ cm}$$

Tykkelse af søjle:

$$t_s := 60 \text{ cm}$$

Højde af fundament:

$$h_f := 1.5 \text{ m}$$

Maksimal længde af søjle:

$$l_s := 85.81 \text{ m} - 78.15 \text{ m} - h_f = 6.16 \text{ m}$$

Bemærk, den maksimale søjlelængde anvendes i beregningerne, svarende til afstanden mellem koten for underside brodæk i søjlerække C til koten for fund. grap.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

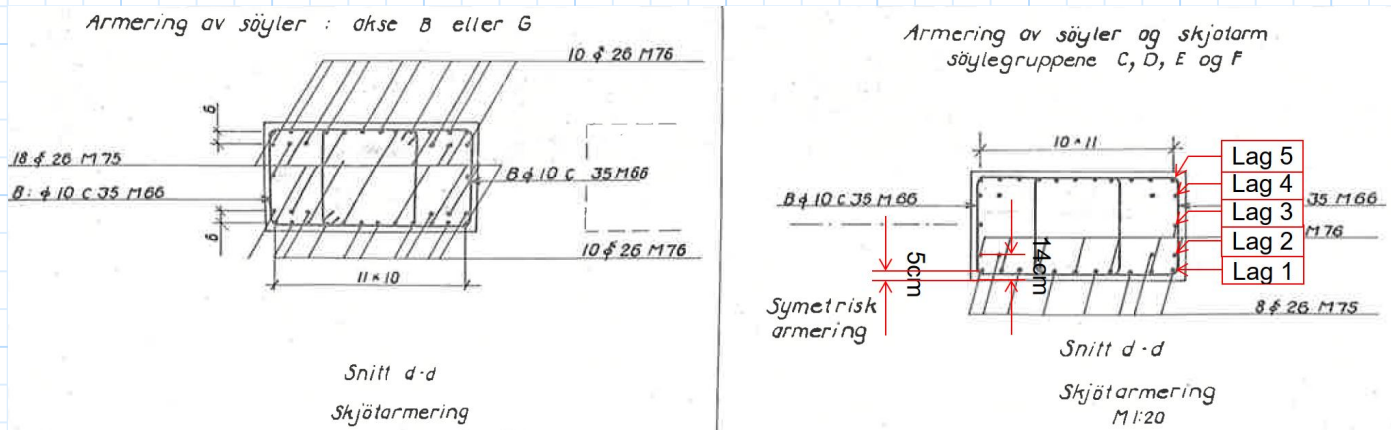
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser langsgående armering i søjler i understøtningslinje B-G. I beregningerne anvendes konservativt kun den mindste armering i søjlerne, til alle søjler.



Diameter langsgående armering i søjle:

$$\phi_{l,s} := 26 \text{ mm}$$

Svag akse:

Placering og antal af armeringslag 1:

$$a_{As.1.z} := c_{dæk} + 10 \text{ mm} + \frac{\phi_{l,s}}{2} = 53 \text{ mm} \quad n_{s.1.z} := 11$$

Placering og antal af armeringslag 2:

$$a_{As.2.z} := a_{As.1.z} + 9 \text{ cm} = 143 \text{ mm} \quad n_{s.2.z} := 4$$

Placering og antal af armeringslag 3:

$$a_{As.3.z} := \frac{t_s}{2} = 300 \text{ mm} \quad n_{s.3.z} := 2$$

Placering og antal af armeringslag 4:

$$a_{As.4.z} := t_s - a_{As.2.z} = 457 \text{ mm} \quad n_{s.4.z} := n_{s.2.z} = 4$$

Placering og antal af armeringslag 5:

$$a_{As.5.z} := t_s - a_{As.1.z} = 547 \text{ mm} \quad n_{s.5.z} := n_{s.1.z} = 11$$

Vektor for placering og antal armeringsstænger svag akse:

$$a_{As.z} := \begin{bmatrix} a_{As.1.z} \\ a_{As.2.z} \\ a_{As.3.z} \\ a_{As.4.z} \\ a_{As.5.z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.05 \\ 0.14 \\ 0.3 \\ 0.46 \\ 0.55 \end{bmatrix} \text{ m} \quad n_{sl.z} := \begin{bmatrix} n_{s.1.z} \\ n_{s.2.z} \\ n_{s.3.z} \\ n_{s.4.z} \\ n_{s.5.z} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 11 \\ 4 \\ 2 \\ 4 \\ 11 \end{bmatrix}$$

Stærk akse:

Antal mellemrum mellem lag

af armering stærk akse:

$$n_{lag} := 10$$

Afstand mellem midterste lag armering:

$$a_{As.m.y} := \frac{b_s - 2 \cdot a_{As.1.z}}{n_{lag}} = 10.94 \text{ cm}$$

Placering og antal af armeringslag 1:

$$a_{As.1.y} := a_{As.1.z} = 5.3 \text{ cm} \quad n_{s.1.y} := 5$$

Placering og antal af armeringslag 2:

$$a_{As.2.y} := a_{As.1.y} + a_{As.m.y} = 16.2 \text{ cm} \quad n_{s.2.y} := 4$$

Placering og antal af armeringslag 3:

$$a_{As.3.y} := a_{As.2.y} + a_{As.m.y} = 27.2 \text{ cm} \quad n_{s.3.y} := 2$$

Placering og antal af armeringslag 4:

$$a_{As.4.y} := a_{As.3.y} + a_{As.m.y} = 38.1 \text{ cm} \quad n_{s.4.y} := 2$$

Placering og antal af armeringslag 5:

$$a_{As.5.y} := a_{As.4.y} + a_{As.m.y} = 49.1 \text{ cm} \quad n_{s.5.y} := 2$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

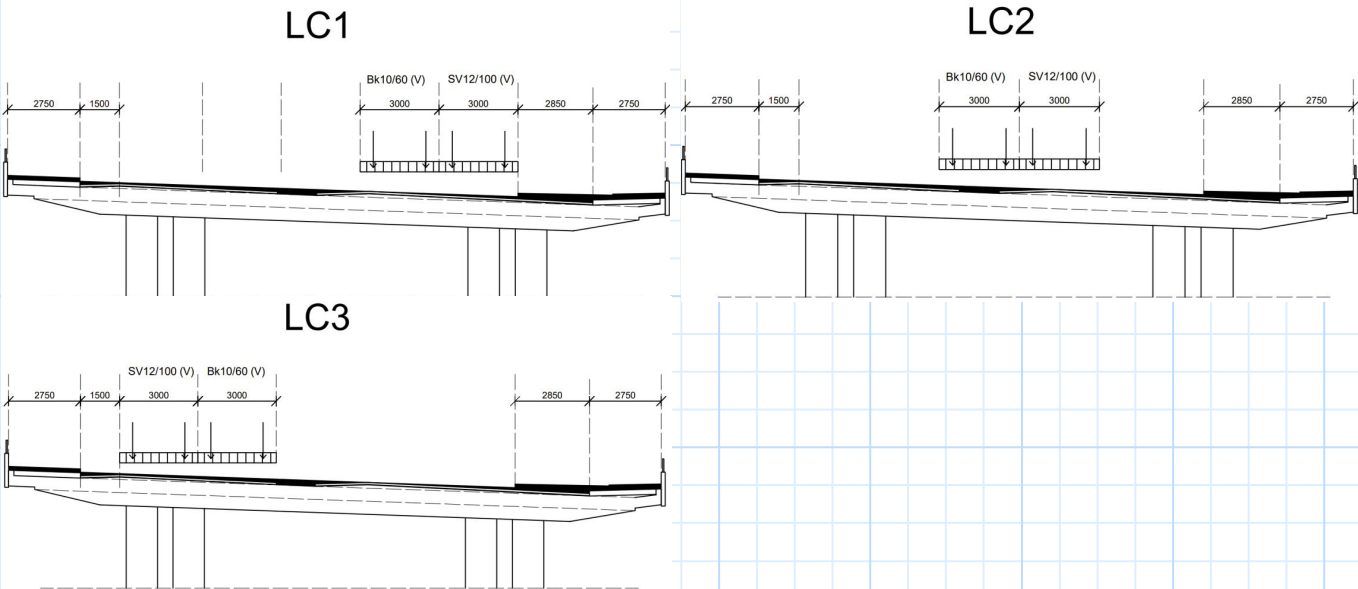
Placering og antal af armeringslag 6:	$a_{As.6.y} := a_{As.5.y} + a_{As.m.y} = 60 \text{ cm}$	$n_{s.6.y} := 2$
Placering og antal af armeringslag 7:	$a_{As.7.y} := a_{As.6.y} + a_{As.m.y} = 70.9 \text{ cm}$	$n_{s.7.y} := 2$
Placering og antal af armeringslag 8:	$a_{As.8.y} := a_{As.7.y} + a_{As.m.y} = 81.9 \text{ cm}$	$n_{s.8.y} := 2$
Placering og antal af armeringslag 9:	$a_{As.9.y} := a_{As.8.y} + a_{As.m.y} = 92.8 \text{ cm}$	$n_{s.9.y} := 2$
Placering og antal af armeringslag 10:	$a_{As.10.y} := a_{As.9.y} + a_{As.m.y} = 103.8 \text{ cm}$	$n_{s.10.y} := 4$
Placering og antal af armeringslag :11	$a_{As.11.y} := a_{As.10.y} + a_{As.m.y} = 114.7 \text{ cm}$	$n_{s.11.y} := 5$

Vektor for placering og antal armeringsstænger stærk akse:

$$a_{As.y} := \begin{bmatrix} a_{As.1.y} \\ a_{As.2.y} \\ a_{As.3.y} \\ a_{As.4.y} \\ a_{As.5.y} \\ a_{As.6.y} \\ a_{As.7.y} \\ a_{As.8.y} \\ a_{As.9.y} \\ a_{As.10.y} \\ a_{As.11.y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.05 \\ 0.16 \\ 0.27 \\ 0.38 \\ 0.49 \\ 0.6 \\ 0.71 \\ 0.82 \\ 0.93 \\ 1.04 \\ 1.15 \end{bmatrix} \text{ m} \quad n_{sl.y} := \begin{bmatrix} n_{s.1.y} \\ n_{s.2.y} \\ n_{s.3.y} \\ n_{s.4.y} \\ n_{s.5.y} \\ n_{s.6.y} \\ n_{s.7.y} \\ n_{s.8.y} \\ n_{s.9.y} \\ n_{s.10.y} \\ n_{s.11.y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5 \\ 4 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 4 \\ 5 \end{bmatrix}$$

4 - Lasttilfælde

I alt betragtes 2 lasttyper for specialtransporten, Kjøretøylast (K) og vogntoglast (V) iht. [3]. For hver af disse lasttyper betragtes 3 placeringer af køretøjerne SV12/100 og BK10/60. Nedenfor gengives de ialt 6 lasttilfælde fra hovedrapporten, hvor lasttilfælde 1-3 (LC1-LC3) er de 3 placeringer af køretøjerne for vogntoglast og lasttilfælde 4-6 (LC4-LC6) er de 3 placeringer af køretøjerne for kjøretøylast. Bemærk, analyser vha. Rambølls software RAMBLA har vist at Kjøretøylast medfører det største moment i langsgående retninge, mens Vogntoglast medfører den største forskydning, derfor sammenholdes lasttilfælde 1-3 med forskydningskapaciteten, og lasttilfælde 4-6 med momentkapaciteten i det følgende. For nærmere beskrivelse henvises til hovedrapporten. Nedenfor ses figurer af lasttilfælde 1-6.



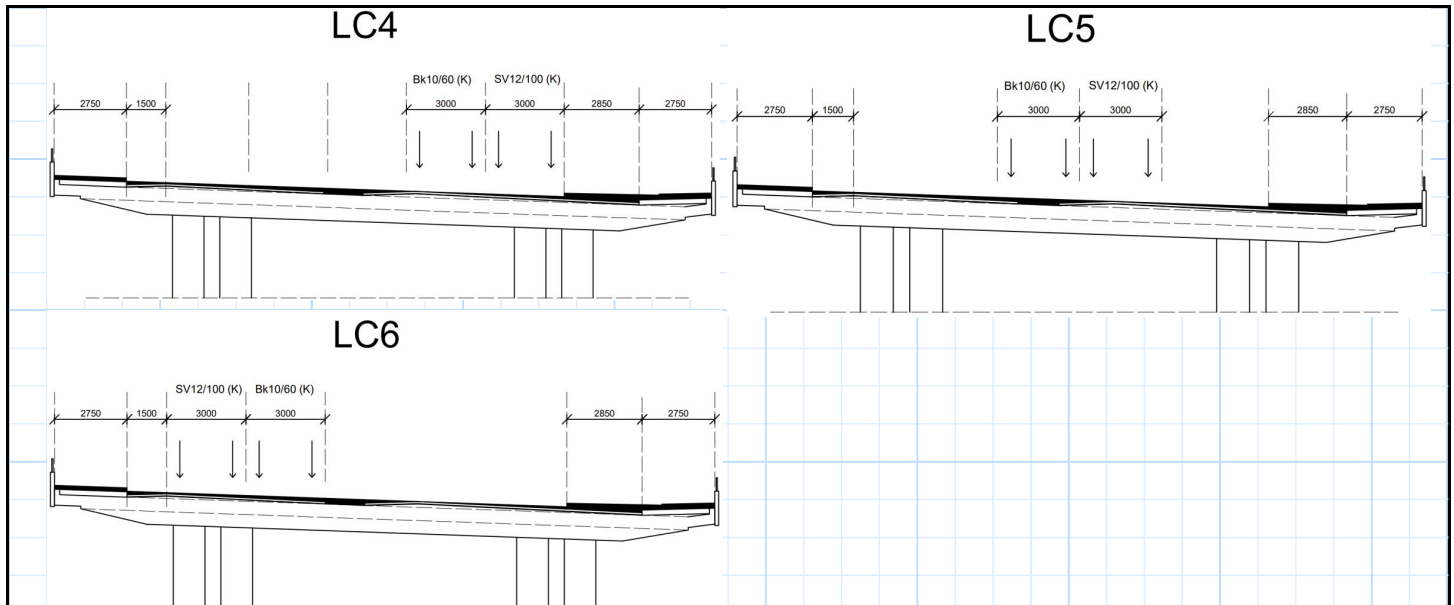
Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27



5 - Bøjningskapacitet af broplade

I det følgende gennemgås de generelle formler til bestemmelse af bropladens momentkapacitet, afhængigt af bropladens højde, armeringsdiameter og afstand mellem armering.

Armeringsareal pr. m.:

$$A_s(\phi, s) := \frac{\frac{\pi}{4} \cdot \phi^2}{s}$$

Højde af trykzone:

$$x(\phi, s) := \begin{cases} \phi > 16 \text{ mm} \\ \left\| \frac{f_{yd,s} \cdot A_s(\phi, s)}{\lambda_c \cdot f_{cd}} \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \frac{f_{yd,l} \cdot A_s(\phi, s)}{\lambda_c \cdot f_{cd}} \right\| \end{cases}$$

Effektiv højde af broplade:

$$d(h, \phi) := h - \frac{\phi}{2} - c_{dæk} - 16 \text{ mm}$$

Bemærk, ovenstående er bestemt hvor tværarmeringen med en diameter på 16 mm ligger yderst og anvendes både for tvær- og langsgående armering.

Indre momentarm:

$$z(h, \phi, s) := d(h, \phi) - \frac{\lambda_c \cdot x(\phi, s)}{2}$$

Regningsmæssig momentkapacitet:

$$M_{Rd}(h, \phi, s) := z(h, \phi, s) \cdot \lambda_c \cdot x(\phi, s) \cdot f_{cd}$$

Tøjning i armering:

$$\epsilon_{sl}(h, \phi, s) := \frac{\epsilon_{cu3}}{x(\phi, s)} \cdot \left(h - \frac{\phi}{2} - c_{dæk} - 16 \text{ mm} - x(\phi, s) \right)$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Ovenstående kontrolleres om denne er større end flydetøjningen:

$$\varepsilon_{yd}(\phi) := \begin{cases} \text{if } \phi > 16 \text{ mm} \\ \frac{f_{yd.s}}{E_s} \\ \text{else} \\ \frac{f_{yd.l}}{E_s} \end{cases}$$

Hvis $\varepsilon_{yd}(\phi) \leq \varepsilon_{sl}(h, \phi, s)$ flyder armeringen. Hvis ikke reduceres spændingen i armering indtil den beregnede spænding svarer til den antaget spænding.

4.1 - Bøjning i langsgående retning

I det følgende vises contour plots af envelopes af max og min momentet i den lokale x-retning af hvert skalelement, svarende til langsgående retning for armeringen/broen for lasttilfælde LC4-LC6. Nedenstående figur viser max moment i langsgående retning for LC4.

Scale: 1: 817,36
Zoom: 79,7194
Eye: (0,0, 0,0, 1,0)
Combining on: Mx
LC4-Load Group A (Max)
Contour entity: Force/Moment - Thick Shell
Contour component: Mx (Units: kN mm/mm)
Transformation: Local
Number of contours: 12
Contour interval: 272,727
Contour maximum 792,041 at node 11673 of element 11544
Contour minimum -2,18852E3 at node 9174 of element 9822

Combining on: Mx
LC4-Load Group A (Max)
Entity: Force/Moment - Thick Shell
Transformation: Local
Component: Mx (Units: kN mm/mm)

-2,0E3
-1,72727E3
-1,45455E3
-1,18182E3
-909,091
-636,364
-363,636
-90,9091
181,818
454,545
727,273
1,0E3

Maximum 792,041 at node 11673 of element 11544
Minimum -2,18852E3 at node 9174 of element 9822

Nedenstående figur viser min moment i langsgående retning for LC4.

Scale: 1: 817,36
Zoom: 79,7194
Eye: (0,0, 0,0, 1,0)
Combining on: Mx
LC4-Load Group A (Min)
Contour entity: Force/Moment - Thick Shell
Contour component: Mx (Units: kN mm/mm)
Transformation: Local
Number of contours: 12
Contour interval: 272,727
Contour maximum 504,162 at node 11673 of element 11544
Contour minimum -2,99203E3 at node 9174 of element 11938

Combining on: Mx
LC4-Load Group A (Min)
Entity: Force/Moment - Thick Shell
Transformation: Local
Component: Mx (Units: kN mm/mm)

-2,0E3
-1,72727E3
-1,45455E3
-1,18182E3
-909,091
-636,364
-363,636
-90,9091
181,818
454,545
727,273
1,0E3

Maximum 504,162 at node 11673 of element 11544
Minimum -2,99203E3 at node 9174 of element 11938

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

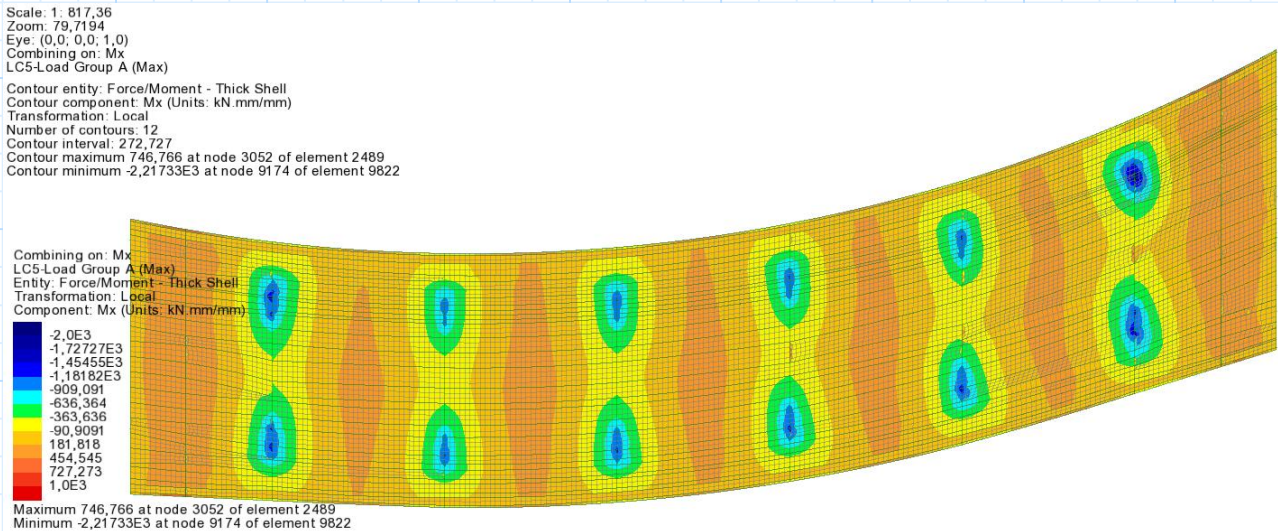
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

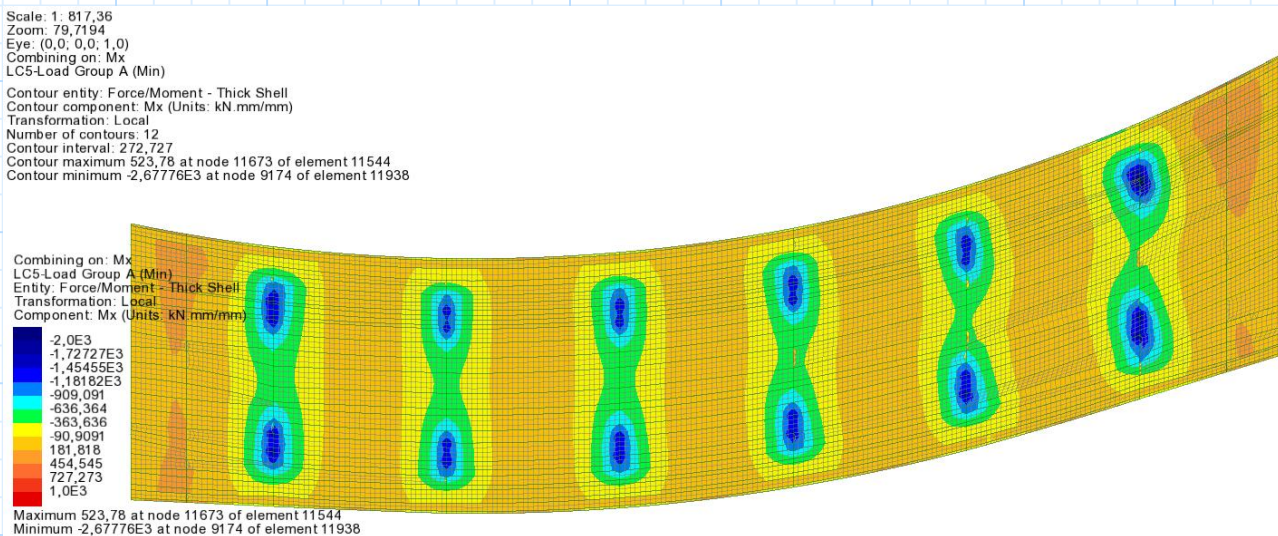
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

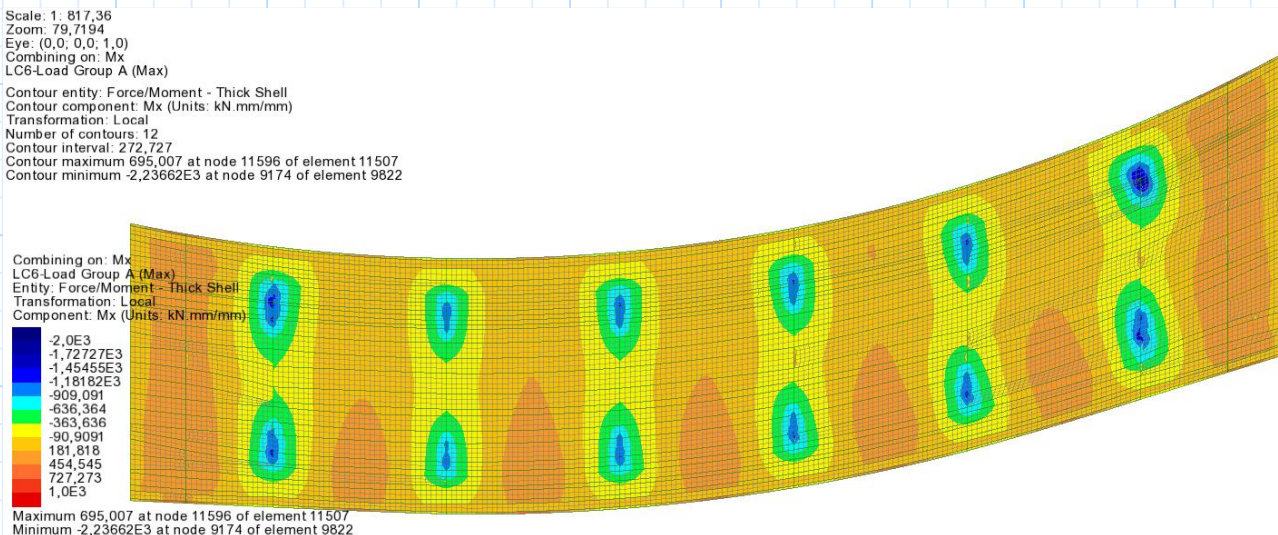
Nedenstående figur viser max moment i langsgående retning for LC5.



Nedenstående figur viser min moment i langsgående retning for LC5.



Nedenstående figur viser max moment i langsgående retning for LC6.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

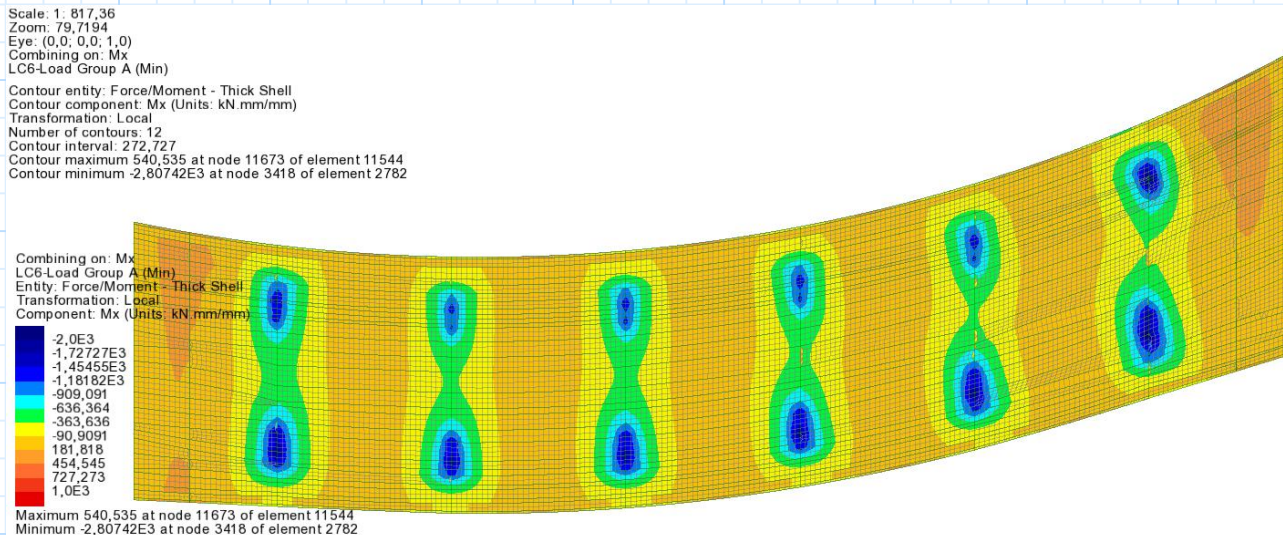
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

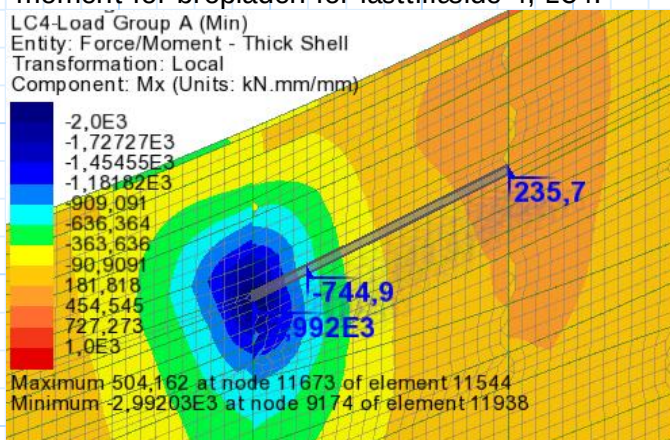
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser min moment i langsgående retning for LC6.



Af ovenstående figurer ses det at det maksimale moment haves i felt 7 (højre endefag på ovenstående figurer) for lasttilfælde 4, LC4. Mens det mindste moment haves henover understøtningslinje G (højre søjlerække på ovenstående figurer) for lasttilfælde 4, LC4. Bemærk, nedenstående figur angiver min moment for bropladen for lasttilfælde 4, LC4.



Mindste bøjningskapacitet af felt mellem søjler i langsgående retning med træk i oversiden:

Momentkapacitet ved minimal brodækkelykkelse: $M_{Rd.o.ms.min} := M_{Rd} (h_{min.l.o.ms}, \phi_{l.o.ms}, S_{l.o.ms}) = 632.89 \frac{kN \cdot m}{m}$

Tøjning ved minimal brodækkelykkelse: $\epsilon_{sl} (h_{min.l.o.ms}, \phi_{l.o.ms}, S_{l.o.ms}) = 2.18\% \quad OK, \text{ flyder}$

Flydetøjning: $\epsilon_{yd} (\phi_{l.o.ms}) = 0.19\%$

Ydermere, bemærkes det at ingen af ovenstående contour plots medfører et langsgående moment mellem søjler som overstiger den mindste momentkapacitet for dette felt, derfor undersøges udnyttelsen af momentkapaciteten for dette felt ikke yderligere.

Baseret på ovenstående contour plots indlægges en linje som går igennem de områder med min/max moment, hvor momentet langs denne linje bestemmes. Nedenstående figur viser placeringen af linjen og dens bredde.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

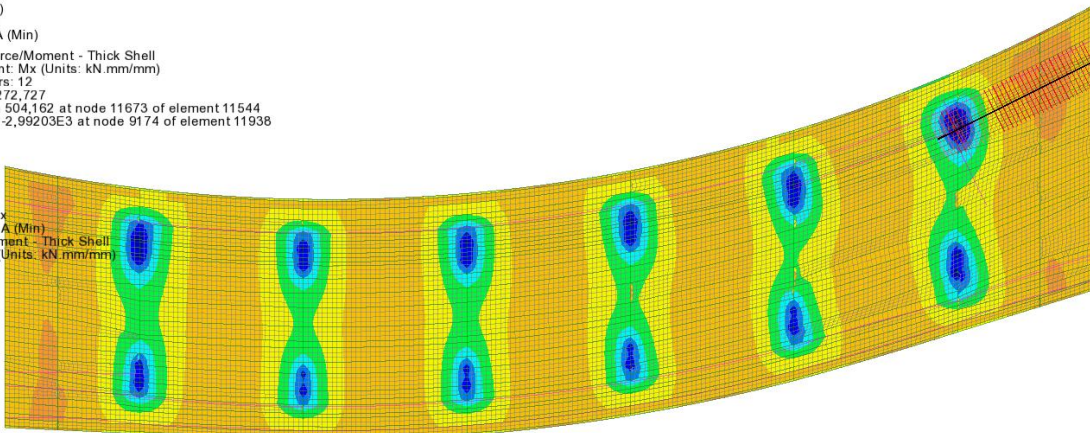
GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Scale: 1: 817,36
Zoom: 79,7194
Eye: (0,0; 0,0; 1,0)
Combining on: Mx
LC4-Load Group A (Min)
Contour entity: Force/Moment - Thick Shell
Contour component: Mx (Units: kN.mm/mm)
Number of contours: 12
Contour interval: 272,727
Contour maximum 504,162 at node 11673 of element 11544
Contour minimum -2,99203E3 at node 9174 of element 11938

Combining on: Mx
LC4-Load Group A (Min)
Entity: Force/Moment - Thick Shell
Component: Mx (Units: kN.mm/mm)

-2,0E3
-1,72727E3
-1,45455E3
-1,18182E3
-909,091
-636,364
-363,636
-90,9091
181,818
454,545
727,273
1,0E3

Maximum 504,162 at node 11673 of element 11544
Minimum -2,99203E3 at node 9174 of element 11938



Bredde af linje til midling af moment:

$$b_M := d(h_{\text{brodæk.ende}}(0 \text{ m}), \phi_{l.o.s}) \cdot 5 = 4.71 \text{ m}$$

Bemærk, ovenstående bredde svarer til en midling af momentet over en bredde på 2.5d til hver side over søjlen, hvilket er acceptabelt for bøjningsbrud, som er yderst duktile og aktiverer en stor bredde af tværsnittet før et egentligt svigt. Bemærk, denne bredde er kun lidt større end bredden til midling af forskydningskræfter på 2d til hver side iht. [5] for ikkeforskydningsarmeret plader, som er et skørt brud.

Nedenstående figurer viser hhv. maks- og min moment langs med linjen.

Scale: 1: 817,36
Zoom: 221,068
Eye: (0,0; -1,0; 0,0)
Combining on: My
LC4-Load Group A (Max)

Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants
Diagram component: My (Units: kN.mm)

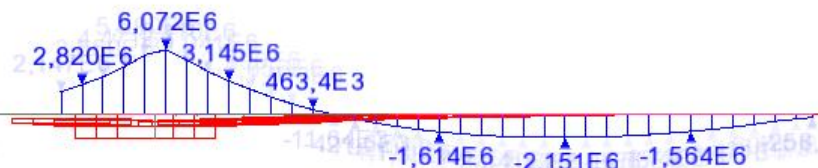
Diagram maximum 8,39939E6 at M Felt 7 Slice 6
Diagram minimum -1,14334E6 at M Felt 7 Slice 26
Diagram scale: 1: 1,19056E-6



Scale: 1: 817,36
Zoom: 221,068
Eye: (0,0; -1,0; 0,0)
Combining on: My
LC4-Load Group A (Min)

Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants
Diagram component: My (Units: kN.mm)

Diagram maximum 6,07233E6 at M Felt 7 Slice 6
Diagram minimum -2,15071E6 at M Felt 7 Slice 25
Diagram scale: 1: 1,64681E-6



Koordinater for endepunkt 1 for linje:

$$x_1 := 34.37$$

$$y_1 := -165.58$$

Koordinater for endepunkt 2 for linje:

$$x_2 := 50.3739$$

$$y_2 := -157.597$$

Endevederlag

$$[a \ b.] := \begin{bmatrix} y_1 = a + b \cdot x_1 \\ y_2 = a + b \cdot x_2 \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{solve, a, b}} [-182.72430295115565581 \ 0.49881591362105486788]$$

Hældning af linje ift. x-akse:

$$\alpha_{l.M} := \text{atan}(b.) = 26.51 \text{ deg}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

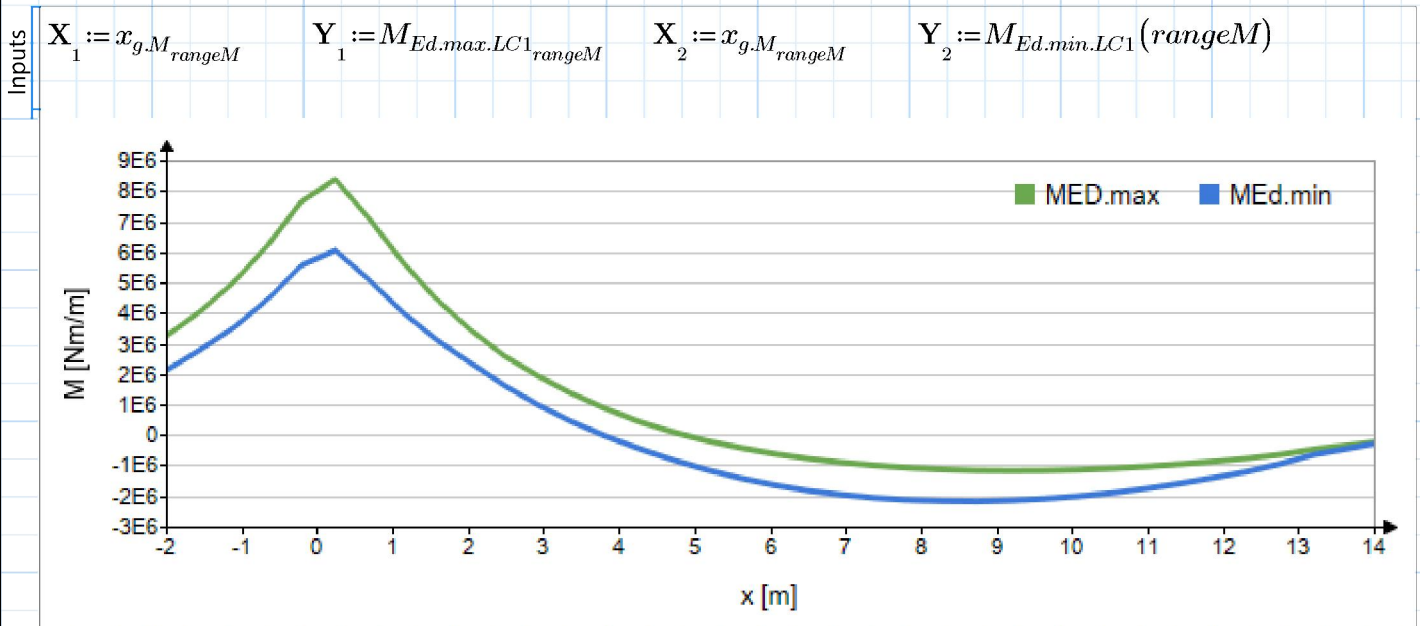
GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Trabsformation af lokal x-koordinat
til global x-koordinat:

$$x_g(x_l) := x_l \cdot \cos(\alpha_{l,M})$$

Bemærk, ovenstående anvendes til at bestemme højden af brodækket langs med linjen.

Nedenstående graf viser min- og maks moment langs med linjen, for det global x-koordinat med x=0
over søjle.



Da forskydningskapaciteten bestemmes iht. [4], medtages den vandrette trækkomponent fra
forskydning iht. (7.3-18) i [4] til momentet.

Vandret træk fra forskydning:

$$\Delta F_{td,max}(i) := |V_{Ed,max.LC1}(i)|$$

$$\Delta F_{td,min}(i) := |V_{Ed,min.LC1}(i)|$$

Momentbidrag fra forskydning:

$$M_{Ed.Ftd,min}(i) := \text{if } x_{g.M_i} < 0$$

$$\begin{aligned} & \left\| \Delta F_{td,min}(i) \cdot z \left(h_{brodæk} \left(|x_{g.M_i}| \right), \phi_{l.o.s}, s_{l.o.s} \right) \right\| \\ & \text{else if } x_{g.M_i} < x_{l.os.Felt7} \\ & \left\| \Delta F_{td,min}(i) \cdot z \left(h_{brodæk} \left(|x_{g.M_i}| \right), \phi_{l.o.s}, s_{l.o.s} \right) \right\| \\ & \text{else} \\ & \left\| \Delta F_{td,min}(i) \cdot z \left(h_{brodæk} \left(|x_{g.M_i}| \right), \phi_{l.o.e}, s_{l.o.e} \right) \right\| \end{aligned}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

$$M_{Ed.Ftd.max}(i) := \text{if } x_{g.M_i} < 0$$

$$\left\| \Delta F_{td.max}(i) \cdot z \left(h_{brodæk} \left(\left\| x_{g.M_i} \right\| \right), \phi_{l.u.s}, s_{l.u.s} \right) \right\|$$

$$\text{else if } x_{g.M_i} < x_{l.os.Felt7}$$

$$\left\| \Delta F_{td.max}(i) \cdot z \left(h_{brodæk.ende} \left(x_{g.M_i} \right), \phi_{l.u.s}, s_{l.u.s} \right) \right\|$$

$$\text{else}$$

$$\left\| \Delta F_{td.max}(i) \cdot z \left(h_{brodæk.ende} \left(x_{g.M_i} \right), \phi_{l.u.e}, s_{l.u.e} \right) \right\|$$

Resulterende moment:

$$M_{Ed.min.R}(i) := \text{if } M_{Ed.min.LC1}(i) < 0$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } -M_{Ed.Ftd.min}(i) + M_{Ed.min.LC1}(i) < \min(M_{Ed.min.LC1}) \\ \left\| \min(M_{Ed.min.LC1}) \right\| \end{array} \right\|$$

$$\text{else}$$

$$\left\| \begin{array}{l} -M_{Ed.Ftd.min}(i) + M_{Ed.min.LC1}(i) \end{array} \right\|$$

$$\text{else}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{Ed.Ftd.min}(i) + M_{Ed.min.LC1}(i) > \max(M_{Ed.min.LC1}) \\ \left\| \max(M_{Ed.min.LC1}) \right\| \end{array} \right\|$$

$$\text{else}$$

$$\left\| \begin{array}{l} M_{Ed.Ftd.min}(i) + M_{Ed.min.LC1}(i) \end{array} \right\|$$

$$M_{Ed.max.R}(i) := \text{if } M_{Ed.max.LC1}(i) < 0$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } -M_{Ed.Ftd.max}(i) + M_{Ed.max.LC1}(i) < \min(M_{Ed.max.LC1}) \\ \left\| \min(M_{Ed.max.LC1}) \right\| \end{array} \right\|$$

$$\text{else}$$

$$\left\| \begin{array}{l} -M_{Ed.Ftd.max}(i) + M_{Ed.max.LC1}(i) \end{array} \right\|$$

$$\text{else}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } |M_{Ed.Ftd.max}(i)| + |M_{Ed.max.LC1}(i)| > \max(M_{Ed.max.LC1}) \\ \left\| \max(M_{Ed.max.LC1}) \right\| \end{array} \right\|$$

$$\text{else}$$

$$\left\| \begin{array}{l} |M_{Ed.Ftd.max}(i)| + |M_{Ed.max.LC1}(i)| \end{array} \right\|$$

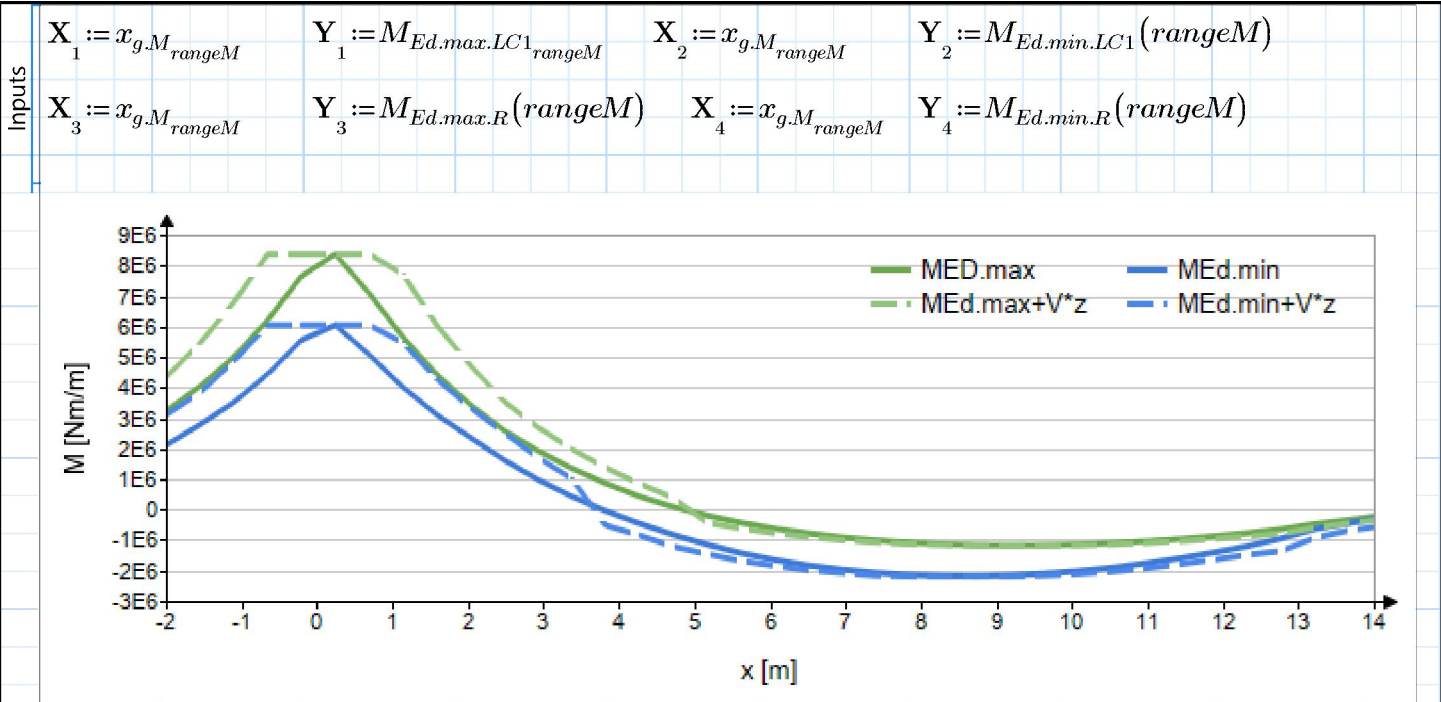
Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27



4.2 - Eftervisning af bøjningskapacitet i langsgående retning

Momentkapaciteten langs med linjen bestemmes for diameteren og afstanden mellem armeringen samt udstrækningen af de forskellige armeringszoner angivet i afsnit 3.1 og 3.3.

Momentkapacitet langs med linjen for træk i oversiden:

$$M_{Rd.l.o}(i) := \text{if } x_{g.M_i} < 0$$

$$\left\| \begin{array}{l} M_{Rd} \left(h_{brodæk} \left(|x_{g.M_i}| \right), \phi_{l.o.s}, S_{l.o.s} \right) \cdot b_M \\ \text{else if } x_{g.M_i} < x_{l.os.Felt7} \\ M_{Rd} \left(h_{brodæk.ende} \left(x_{g.M_i} \right), \phi_{l.o.s}, S_{l.o.s} \right) \cdot b_M \\ \text{else} \\ M_{Rd} \left(h_{brodæk.ende} \left(x_{g.M_i} \right), \phi_{l.o.e}, S_{l.o.e} \right) \cdot b_M \end{array} \right\|$$

Momentkapacitet langs med linjen for træk i undersiden:

$$M_{Rd.l.u}(i) := \text{if } x_{g.M_i} < 0$$

$$\left\| \begin{array}{l} M_{Rd} \left(h_{brodæk} \left(|x_{g.M_i}| \right), \phi_{l.u.s}, S_{l.u.s} \right) \cdot b_M \\ \text{else if } x_{g.M_i} < x_{l.us.Felt7} \\ M_{Rd} \left(h_{brodæk.ende} \left(x_{g.M_i} \right), \phi_{l.u.s}, S_{l.u.s} \right) \cdot b_M \\ \text{else} \\ M_{Rd} \left(h_{brodæk.ende} \left(x_{g.M_i} \right), \phi_{l.u.e}, S_{l.u.e} \right) \cdot b_M \end{array} \right\|$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

Bøjningskapacitet over søjler i langsgående retning med træk i oversiden:

Momentkapacitet ved maksimal brodætykkelse:

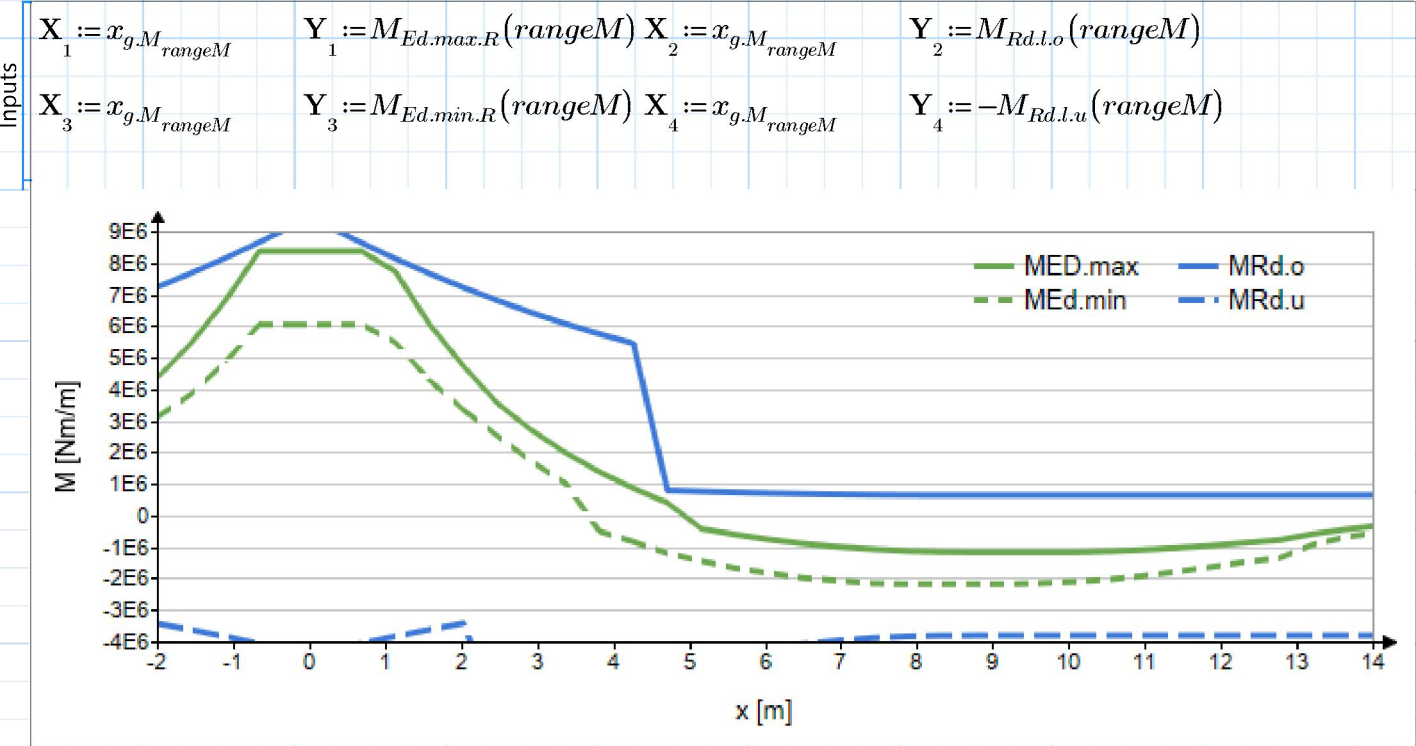
$M_{Rd.o.s.max} := M_{Rd} (h_{max.l.o.s}, \phi_{l.o.s}, s_{l.o.s}) \cdot b_M = 9478.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tøjning ved maksimal brodætykkelse:

$\epsilon_{sl} (h_{max.l.o.s}, \phi_{l.o.s}, s_{l.o.s}) = 2.2\%$ OK, flyder

Flydetøjning:

$\epsilon_{yd} (\phi_{l.o.s}) = 0.19\%$



Maksimal udnyttelse af bropladens bøjningskapacitet:

$$\mu_M := \frac{M_{Ed.max.R}(6)}{M_{Rd.l.o}(6)} = 97\%$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

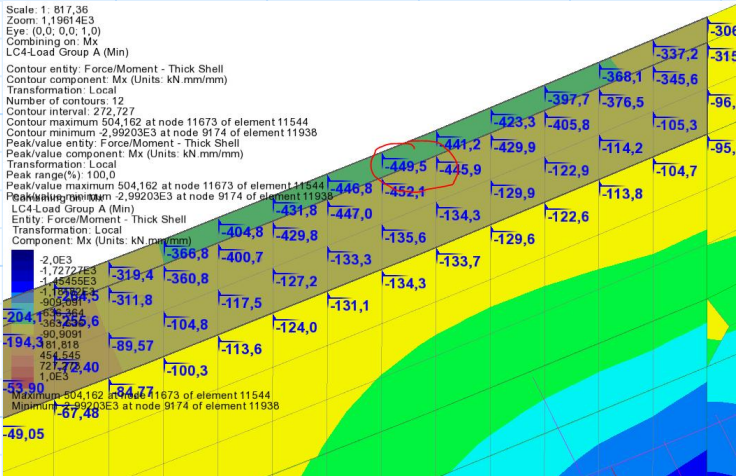
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

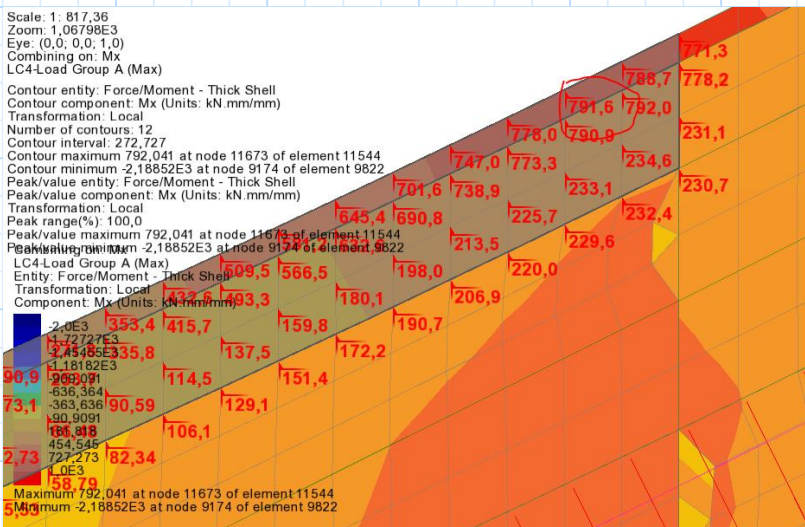
Bøjningskapacitet af kantbjælke

Af ovenstående figurer ses det at max og min moment haves ved kantbjælken haves i oversiden af felt 7 for lasttilfælde 4, LC4.

Nedenstående figur angive det langsgående moment i hver node for hhv. max og min moment i hver node.

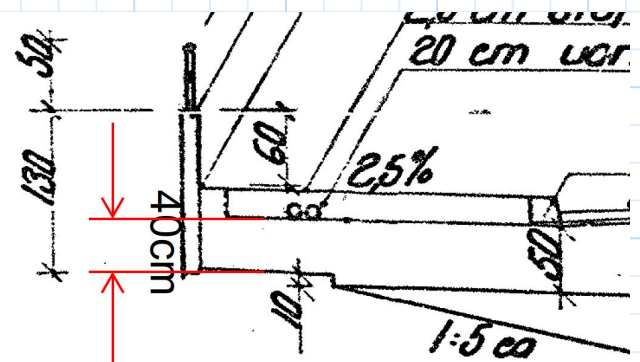
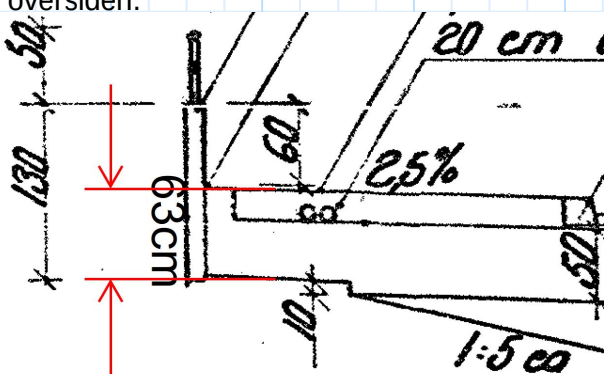


$$M_{Ed.kantbjælke.o} := 449.5 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$



$$M_{Ed.kantbjælke.u} := 791.6 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Nedenstående figurer angiver tykkelsen af kantbjælken for hhv. moment med træk undersiden og oversiden.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

$$M_{Rd.u.kantbjælke} := M_{Rd}(63\text{ cm}, 26\text{ mm}, 15\text{ cm}) = 733.92 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{Rd.o.kantbjælke} := M_{Rd}(40\text{ cm}, 26\text{ mm}, 15\text{ cm}) = 421.31 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Maksimal udnyttelse af kantbjælakens bøjningskapacitet:

$$\mu_{M.kant.u} := \frac{M_{Ed.kantbjælke.u}}{M_{Rd.u.kantbjælke}} = 108\%$$

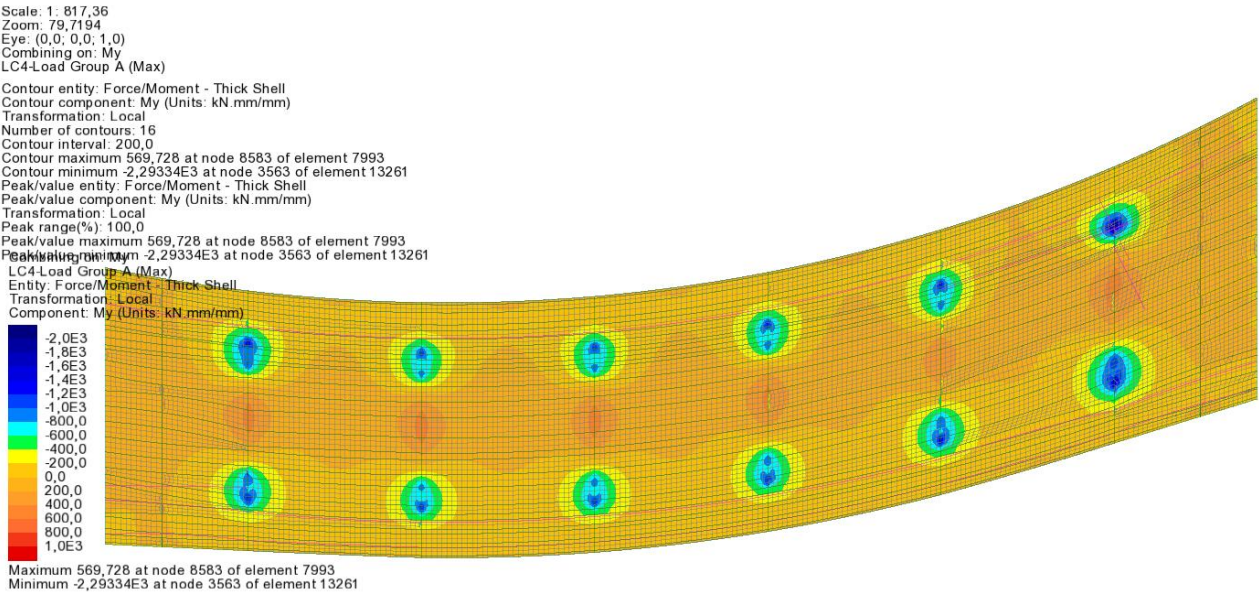
$$\mu_{M.kant.o} := \frac{M_{Ed.kantbjælke.o}}{M_{Rd.o.kantbjælke}} = 107\%$$

Ovenstående små overudnyttelse accepteres, da der i området ved siden af i bropladen kun haves små momenter og dermed små udnyttelser af momentkapaciteten, som momentet i kantbjælken kan omfordeles til vha. plastisk omfordeling.

4.3 - Moment i tværgående retning

I det følgende vises contour plot af envelopes af max og min momentet i den lokale y-retning af hvert skalelement, svarende til tværgående retning for armeringen/broen for lasttilfælde LC4-LC6.

Nedenstående figur viser max moment i tværgående retning for LC4.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

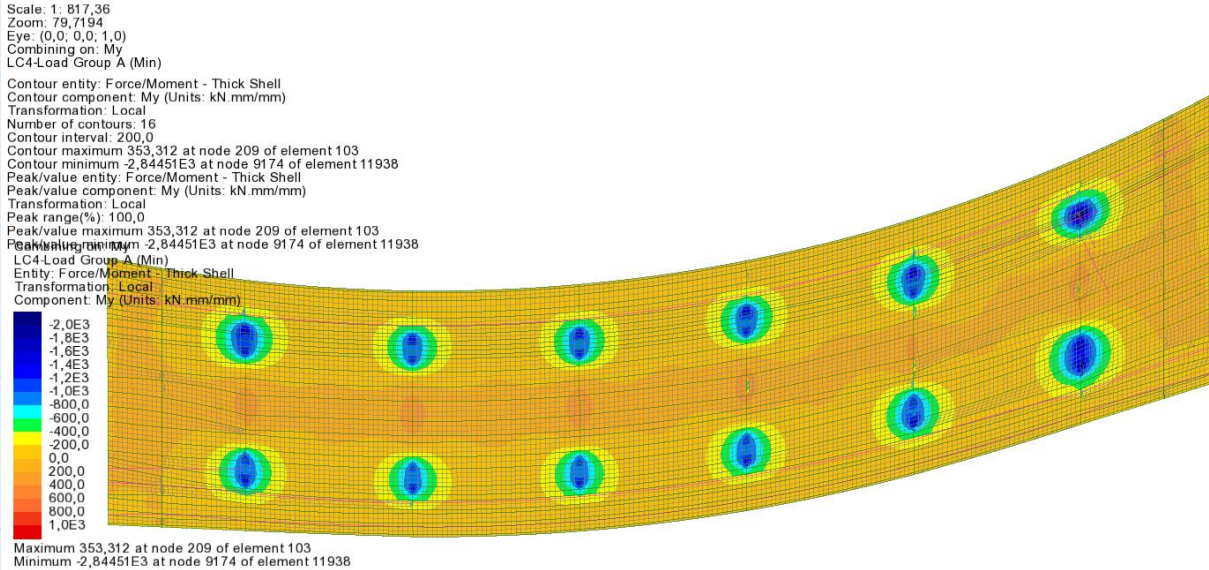
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

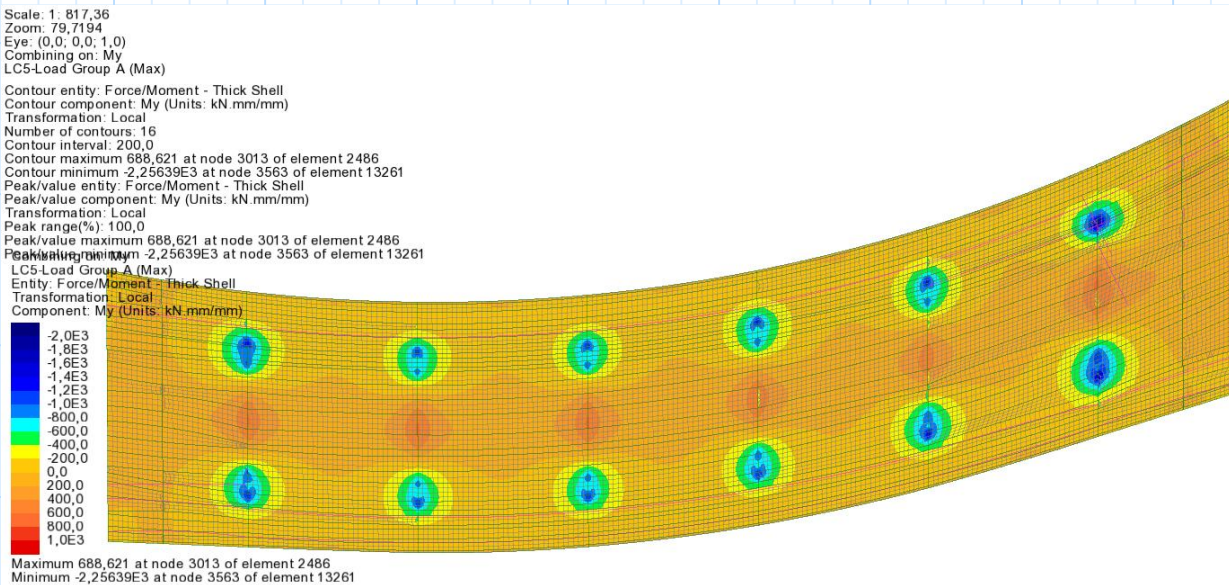
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser min moment i tværgående retning for LC4.



Nedenstående figur viser max moment i tværgående retning for LC5.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

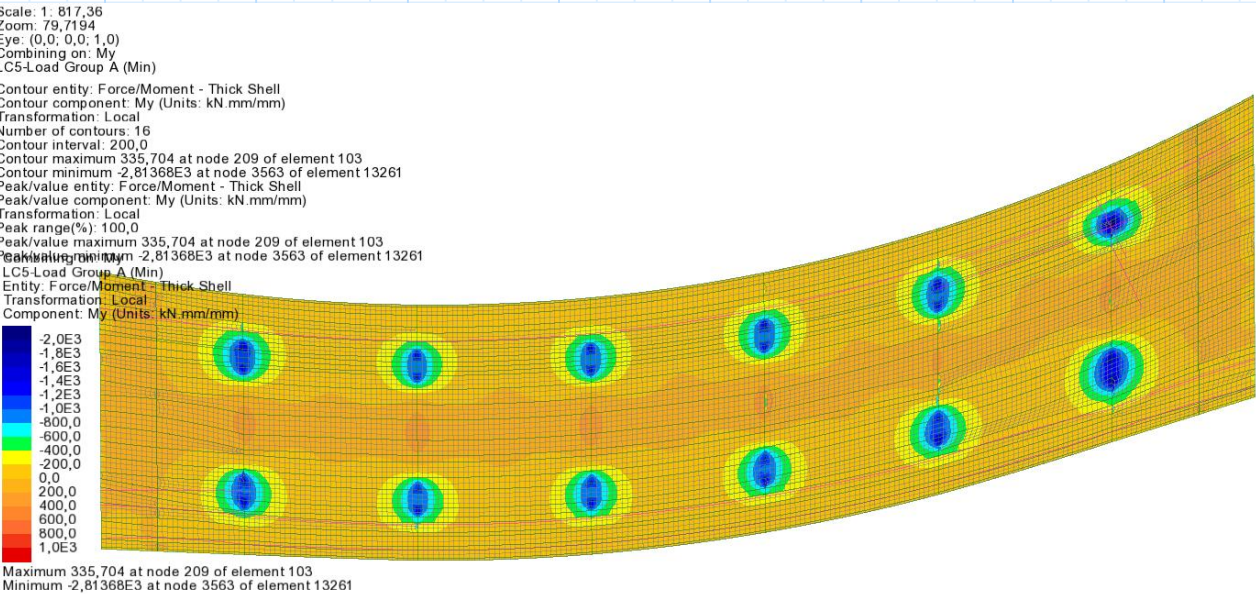
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

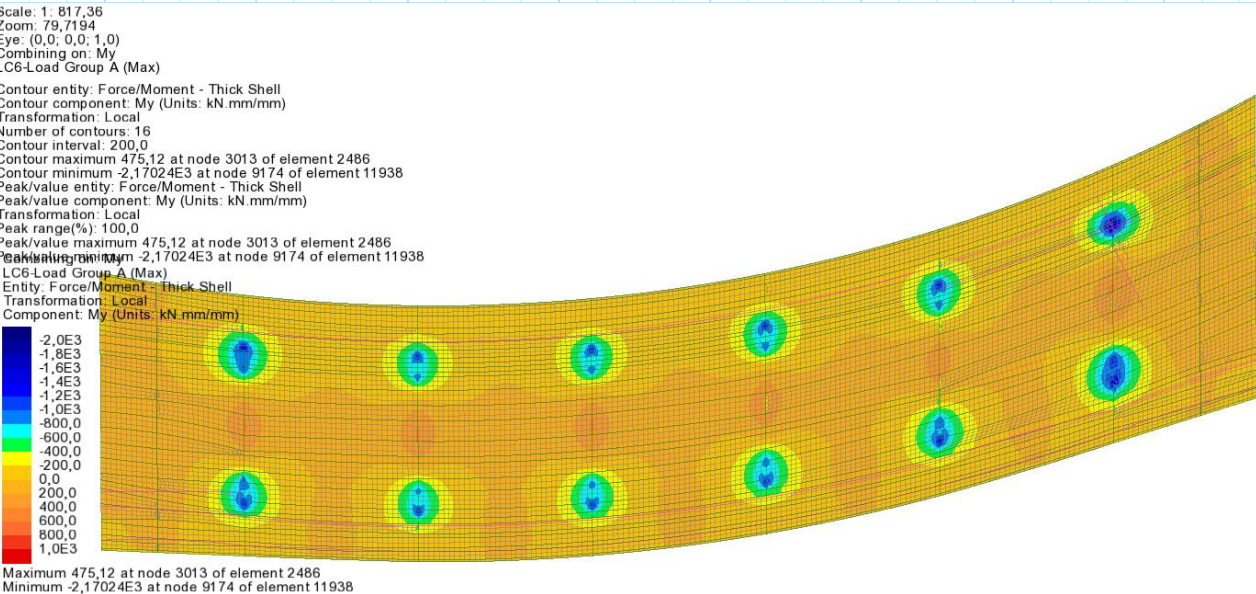
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser min moment i tværgående retning for LC5.



Nedenstående figur viser max moment i tværgående retning for LC6.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

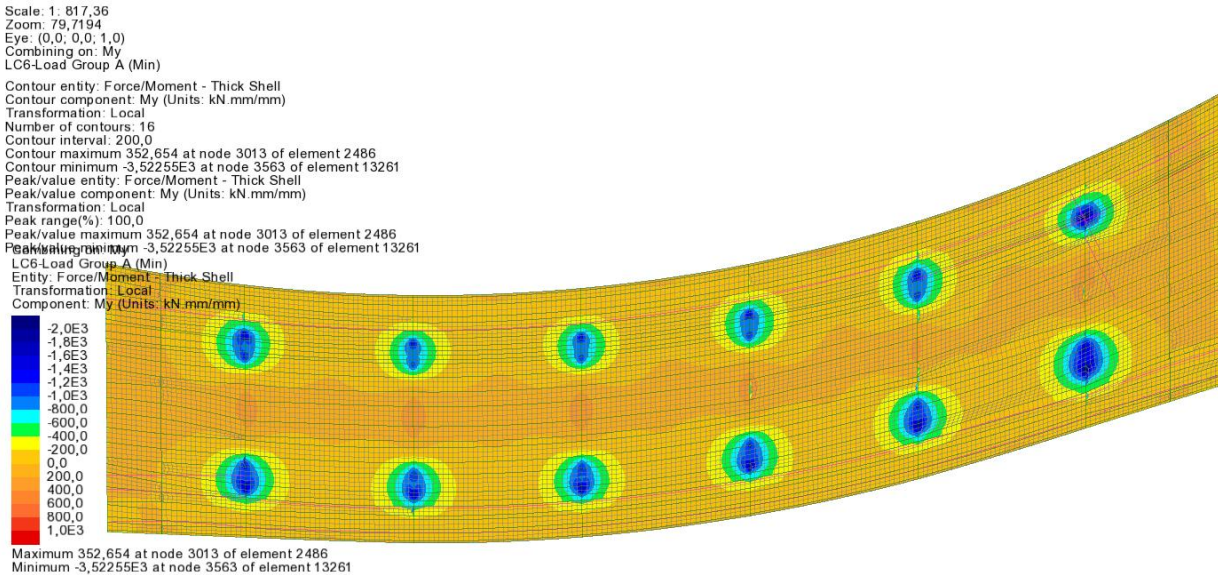
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

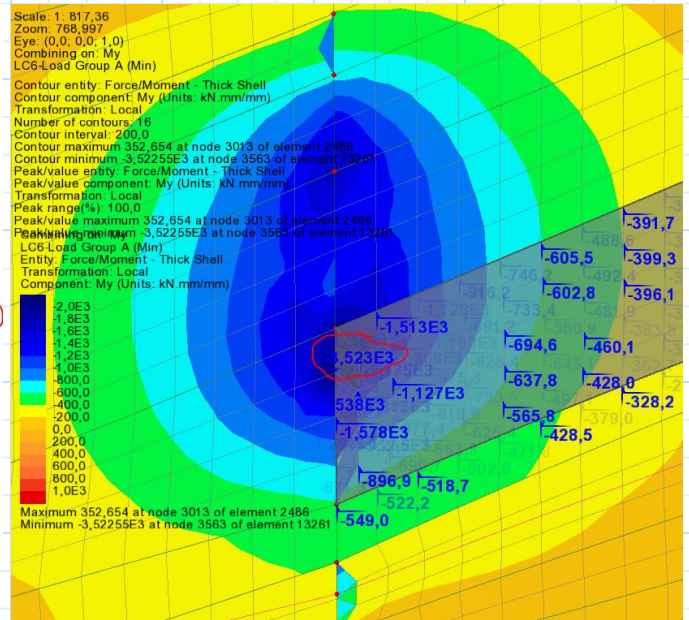
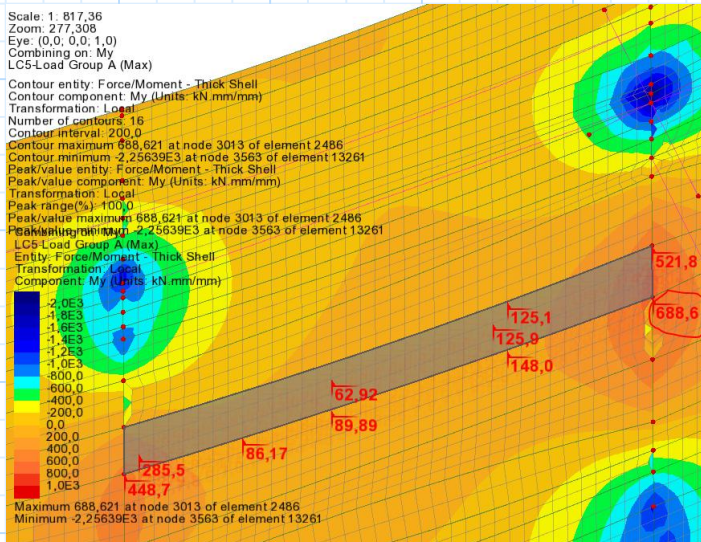
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser min moment i tværgående retning for LC6.



Af ovenstående figurer ses det at det maksimale moment i tværretningen haves i understøtningslinje F (højre side på ovenstående figurer) for lasttilfælde 5, LC5 (se figur nedenfor). Mens det minimale moment haves nederst i understøtningslinje F (højre side på ovenstående figurer) for lasttilfælde 6, LC6 (se figur nedenfor).



4.4 - Eftervisning af bøjningskapacitet i tværgående retning

Mindste momentkapacitet i tværretningen med træk i undersiden:

Momentkapacitet ved minimal brodækktykkelse:

Tøjning ved minimal brodækktykkelse:

Flydetøjning:

$$M_{Rd.t.u.m.min} := M_{Rd} (h_{min.t.u.m}, \phi_{t.u.m}, s_{t.u.m}) = 175,66 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\epsilon_{sl} (h_{min.t.u.m}, \phi_{t.u.m}, s_{t.u.m}) = 6.45\%$$

$$\epsilon_{yd} (\phi_{t.u.m}) = 0.2\%$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

Mindste momentkapacitet i tværretningen med træk i oversiden:

Momentkapacitet ved minimal brodækttykkelse:
 Tøjning ved minimal brodækttykkelse:
 Flydetøjning:

$$M_{Rd.t.o.m.min} := M_{Rd}(h_{min.t.o.m}, \phi_{t.o.m}, S_{t.o.m}) = 141.12 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\epsilon_{sl}(h_{min.t.o.m}, \phi_{t.o.m}, S_{t.o.m}) = 8.15\%$$

$$\epsilon_{yd}(\phi_{t.o.m}) = 0.2\%$$

Af ovenstående figurer, bemærkes det at ingen af contour plotsene medfører et tværgående moment i midterfaget inden for en min afstand på 2 m til understøtningslinjen som overstiger den mindste momentkapacitet i tværretningen for træk i henholdsvis over- og underside og derfor undersøges udnyttelsen af momentkapaciteten for dette ikke yderligere (se evt. contour plot med værdier).

For det maksimale moment haves der tilstrækkelig kapacitet til eftervisning af peak momentet, mens for det minimale moment er det nødvendigt at midle.

Peak momentet for maksimalt moment i tværretning:
 Momentkapacitet ved peak moment for maksimalt moment i tværretning:

$$M_{Ed.t.u.max} := 688.6 \cdot \frac{kN \cdot m}{m}$$

Momentkapacitet for træk i undersiden mellem søjler:
 Tøjning ved minimal brodækttykkelse:
 Flydetøjning:

$$M_{Rd.t.u.ms.max} := M_{Rd}(h_{max.t.u.ms}, \phi_{t.u.ms}, S_{t.u.ms}) = 1823.6 \frac{kN \cdot m}{m}$$

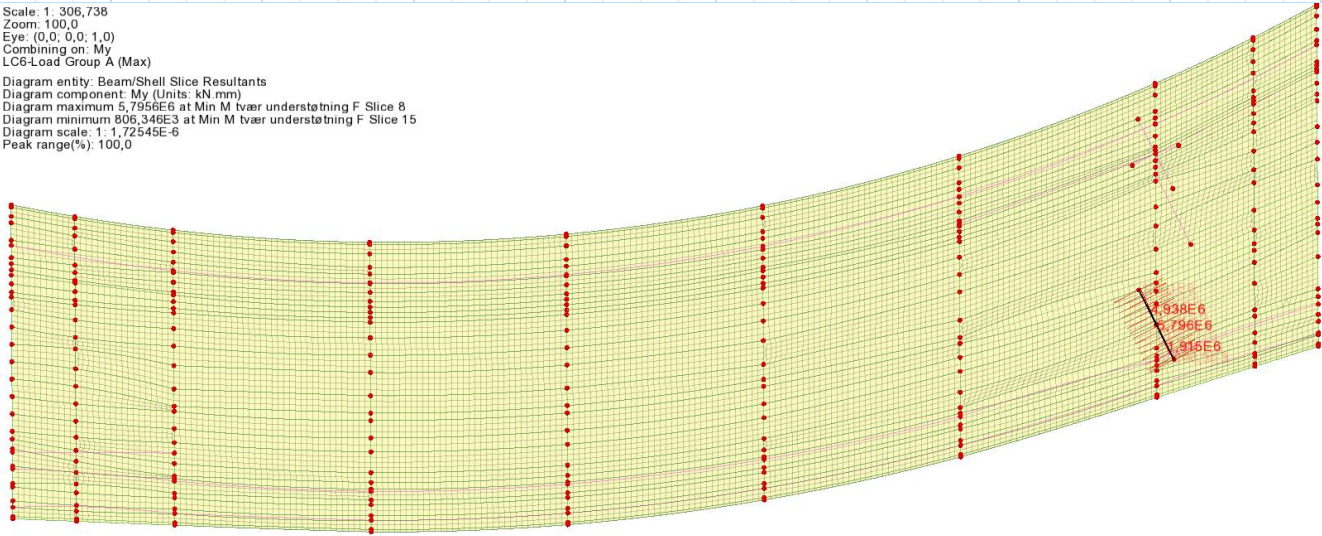
$$\epsilon_{sl}(h_{max.t.u.ms}, \phi_{t.u.ms}, S_{t.u.ms}) = 2.48\% \quad \text{OK, flyder}$$

$$\epsilon_{yd}(\phi_{t.u.ms}) = 0.19\%$$

Udnyttelse af bropladens momentkapacitet i tværretning ved træk i undersiden:

$$\mu_{M.t.u} := \frac{M_{Ed.t.u.max}}{M_{Rd.t.u.ms.max}} = 38\%$$

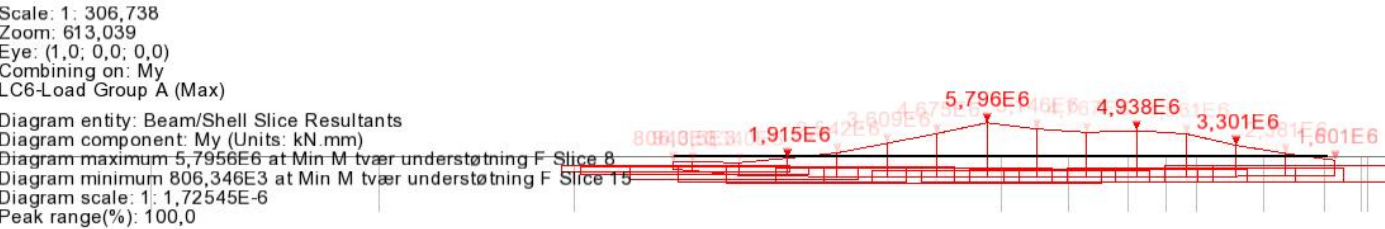
Baseret på ovenstående contour plots indlægges en linjer som går igennem området med minimum moment, hvor momentet langs denne linje bestemmes. Momentet langs linjen midles over en bredde på $b_M = 4.71 \text{ m}$. Nedenstående figur viser placeringen linjen og dens bredde.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

Nedenstående figur viser variationen af momentet langs med linjen for det minimale moment.



Minimalt moment i tværretning: $M_{Ed.t.o.min} := 5796 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Maksimal momentkapacitet i tværretningen med træk i oversiden:

Momentkapacitet for træk i undersiden mellem søjler: $M_{Rd.t.u.s.max} := M_{Rd} (h_{max.t.o.s}, \phi_{t.o.s}, s_{t.o.s}) \cdot b_M = 8580.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tøjning ved minimal brodækttykkelse: $\epsilon_{sl} (h_{max.t.u.ms}, \phi_{t.u.ms}, s_{t.u.ms}) = 2.48\% \quad \text{OK, flyder}$

Flydetøjning: $\epsilon_{yd} (\phi_{t.u.ms}) = 0.19\%$

Udnyttelse af bropladens momentkapacitet i tværretning ved træk i oversiden: $\mu_{M.t.o} := \frac{M_{Ed.t.o.min}}{M_{Rd.t.u.s.max}} = 68\%$

Bemærk, pga. den lave udnyttelse momentkapaciteten medtages den vandrette komponent fra forskydningen ikke som et bidrag til momentet.

5 - Forskydningskapacitet af broplade

I det følgende gennemgås de generelle formler til bestemmelse af bropladens forskydningskapacitet, afhængigt af bropladens højde, armeringsdiameter og afstand mellem armering.

Armeringsgrad i broplade: $\rho_l (h, \phi, s) := \min \left(\frac{A_s (\phi, s)}{d (h, \phi)}, 0.02 \right)$

Størrelses faktor: $k_l (h, \phi) := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d (h, \phi)}}, 2 \right)$

Forskydningsspændingskapacitet: $\tau_{Rd.c} (h, \phi, s) := \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k_l (h, \phi) \cdot (100 \cdot \rho_l (h, \phi, s) \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2)^{\frac{1}{3}}$

Minimums forskydningsspændingskapacitet: $\tau_{Rd.c.min} (h, \phi) := \frac{0.035}{\gamma_c} \cdot k_l (h, \phi)^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa})^{\frac{1}{2}}$

Resulterende forskydningsspændingskapacitet: $\tau_{Rd} (h, \phi, s) := \max (\tau_{Rd.c} (h, \phi, s), \tau_{Rd.c.min} (h, \phi))$

Resulterende forskydningskapacitet: $V_{Rd} (h, \phi, s) := \tau_{Rd} (h, \phi, s) \cdot d (h, \phi)$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

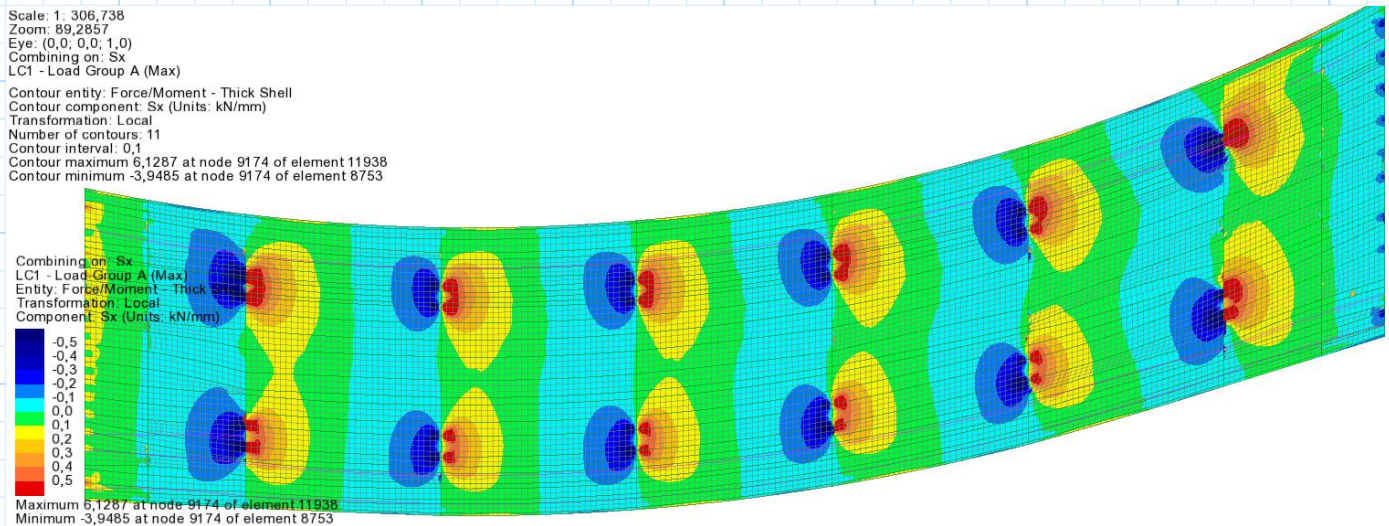
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

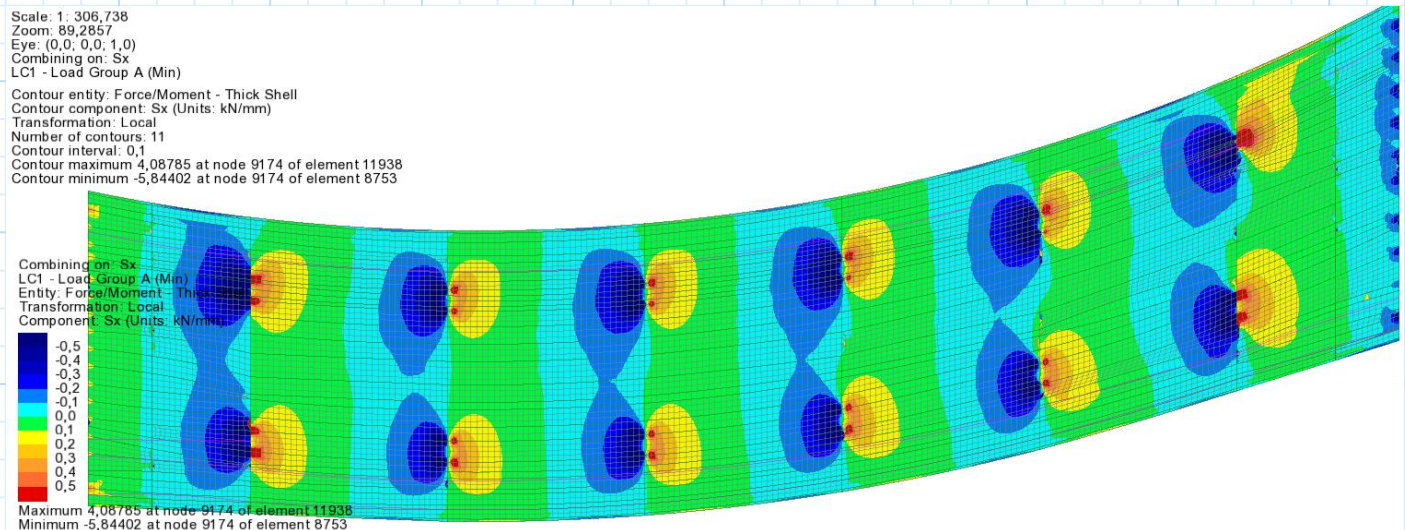
5.1 - Forskydning i langsgående retning

I det følgende vises contour plot af envelopes af max og min forskydningen i den lokale x-retning af hvert skalelement, svarende til langsgående retning for armeringen/broen for lasttilfælde LC1-LC3.

Nedenstående figur viser max forskydning i langsgående retning for LC1.



Nedenstående figur viser min forskydning i langsgående retning for LC1.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

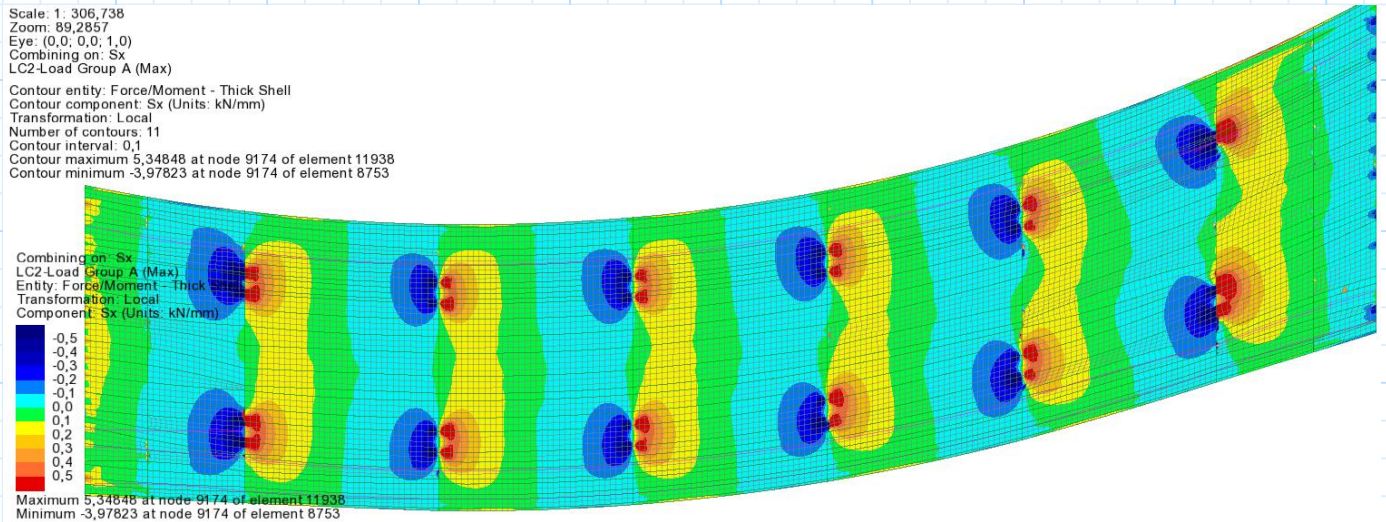
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

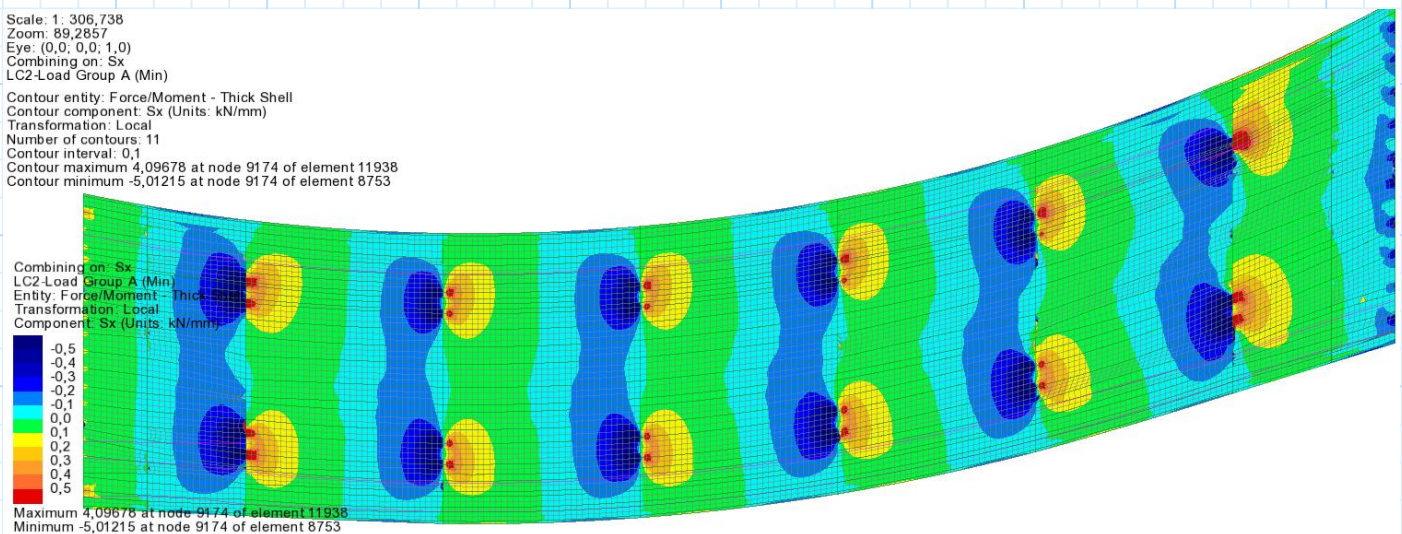
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

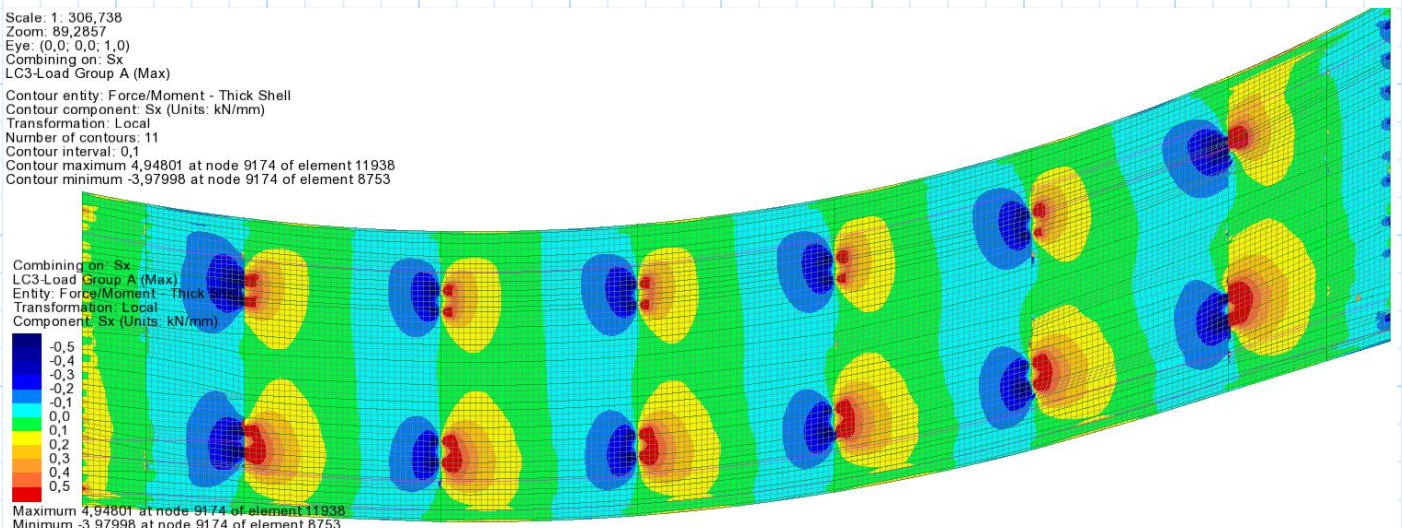
Nedenstående figur viser max forskydning i langsgående retning for LC2.



Nedenstående figur viser min forskydning i langsgående retning for LC2.



Nedenstående figur viser max forskydning i langsgående retning for LC3.



GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Scale: 1: 306,738
Zoom: 613,039
Eye: (0.0, 0.0, 1.0)
Combining on: Sx
LC1 - Load Group A (Min)
Contour entity: Force/Moment - Thick Shell
Contour component: Sx (Units: kN/mm)
Transformation: Local
Number of contours: 11
Contour interval: 0.1
Contour maximum: 4,08785 at node 9174 of element 11938
Contour minimum: -5,84402 at node 9174 of element 8753
Peak/value entity: Force/Moment - Thick Shell
Peak/value component: Sx (Units: kN/mm)
Transformation: Local
Peak range(%) 100.0
Peak/value maximum: 4,08785 at node 9174 of element 11938
Peak/value minimum: -5,84402 at node 9174 of element 8753
LC1 - Load Group A (Min)
Entity: Force/Moment - Thick Shell
Transformation: Local
Component: Sx (Units: kN/mm)

0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
-0.1
-0.2
-0.3
-0.4
-0.5

-0.02032 -0.06099
-0.01683

0.54732 0.02999 8.554E-3

0.0, 0.0, 1.0
0.0, 0.3281

Maximum: 4,08785 at node 9174 of element 11938
Minimum: -5,84402 at node 9174 of element 8753

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Mindste forskydningskapacitet for felt mellem søjler i langsgående retning med træk i oversiden:

Forskydningskapacitet ved minimal brodækykkelse:

$$V_{Rd.o.ms.min} := V_{Rd} \left(h_{min.l.o.ms}, \phi_{l.o.ms}, S_{l.o.ms} \right) = 0.33 \frac{kN}{mm}$$

Ydermere, bemærkes det at ingen af ovenstående contour plots medfører en langsgående forskydning mellem søjlerne som overstiger den mindste forskydningskapacitet for dette felt (ovenstående kapacitet), derfor undersøges udnyttelsen af forskydningskapaciteten for dette felt ikke yderligere i langsgående retning.

Da ovenstående min og max forskydning er over samme søjlerække, eftervises min forskydning (da denne er numerisk mindre en max forskydning over søjlerække G) for forskydningen for felt 1 over søjlerække B.

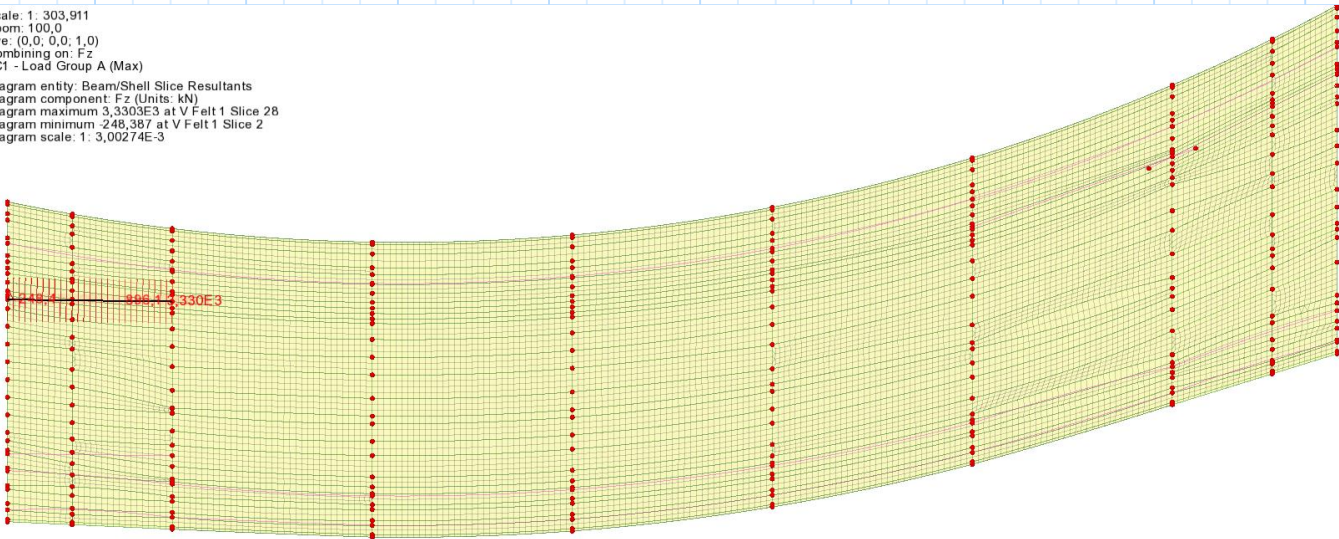
Baseret på ovenstående contour plots indlægges linjer som går igennem det område med min og max forskydning, hvor forskydningen langs denne linje bestemmes og det tilhørende moment. Nedenstående figur viser placeringen af linjerne og deres bredde. Bemærk, linjerne er orienteret så de ligger parallelt med den langsgående armering.

Bredde linje til midling af forskydning:
$$b_{v,l} := 4 \cdot d \left(h_{brodæk.ende} \left(\frac{t_s}{2} \right), \phi_{l.o.s} \right) = 3.63 \text{ m}$$

Bemærk, forskydningen midles over en bredde svarer til 2d til hver side for den effektive højde ved kanten af søjlerne (da forskydningsbrud vil udvikle sig hertil), svarende til den angivet tilladte midlingen i [5] for ikkeforskydningsarmeret plader.

Scale: 1: 303,911
Zoom: 100,0
Eye: (0,0, 0,0; 1,0)
Combining on: Fz
LC1 - Load Group A (Max)

Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants
Diagram component: Fz (Units: kN)
Diagram maximum 3,330E3 at V Felt 1 Slice 28
Diagram minimum -248,387 at V Felt 1 Slice 2
Diagram scale: 1: 3,00274E-3



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

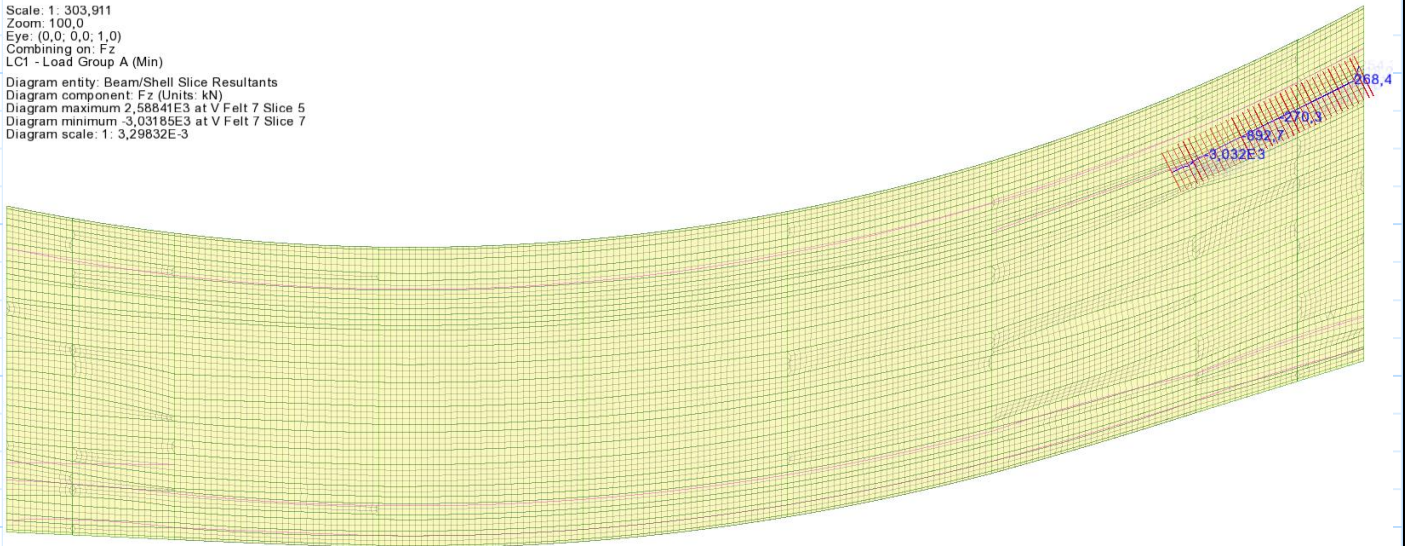
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

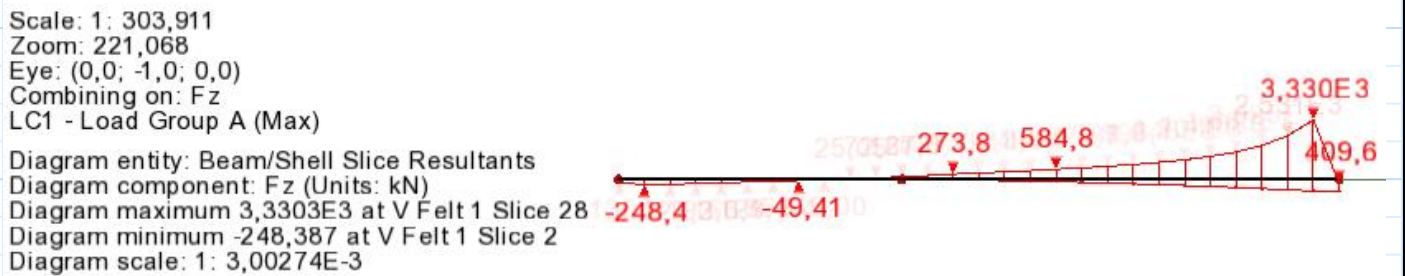
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

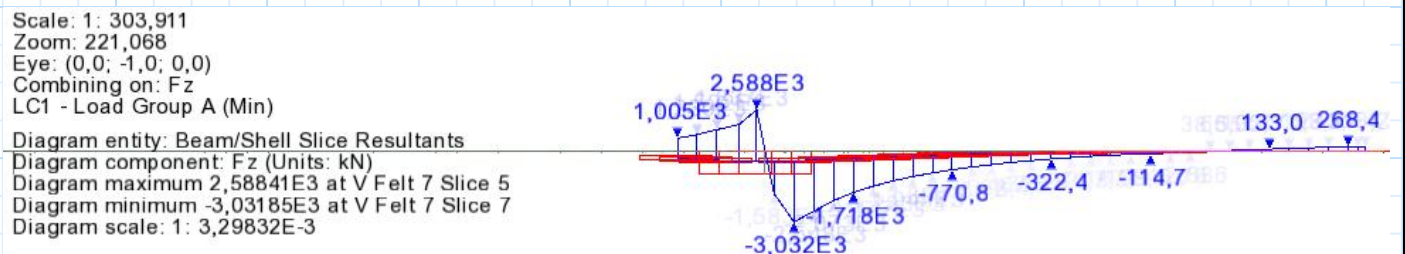
Nedenstående figur viser placeringen af 2. linje og dens bredde.



Nedenstående figurer viser maks forskydning langs med linjen.



Nedenstående figurer viser min forskydning langs med linjen. Bemærk, Lusas skifter fortegn på forskydningen når forskydning langs en linje (slices) sammenholdes med forskydningen i en plade.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

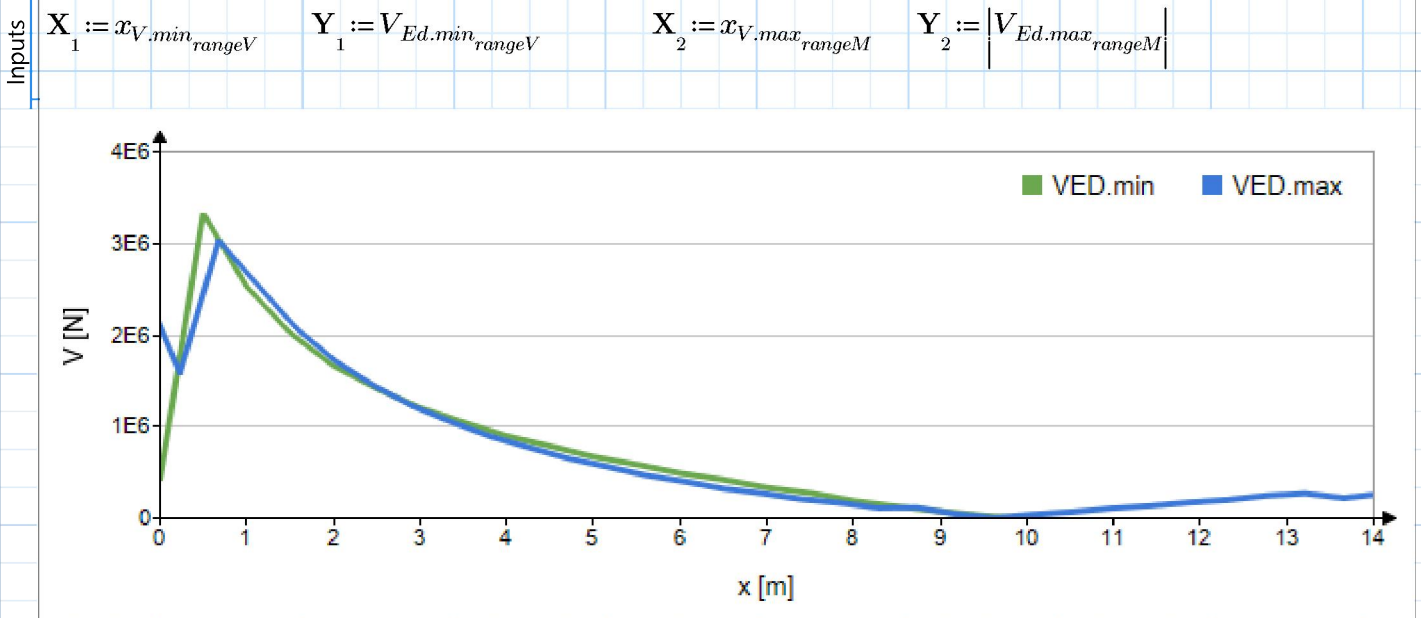
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående graf viser den numeriske værdi for min og max forskydning langs med linjerne, for det globale x-koordinat med x=0 over søjle.



5.4 - Eftervisning af forskydningskapacitet i langsgående retning

I det følgende bestemmes forskydningskapaciteten og indflydelsen af buevirkning langs med linjerne fra foregående afsnit.

Forskydningskapacitet for moment med træk i oversiden:

$$V_{Rd.l.o}(x, x_{l.os}) := \begin{cases} \text{if } x \leq x_{l.os} \\ \parallel V_{Rd}(h_{brodæk.ende}(x), \phi_{l.o.s}, s_{l.o.s}) \cdot b_{V.l} \\ \text{else} \\ \parallel V_{Rd}(h_{brodæk.ende}(x), \phi_{l.o.e}, s_{l.o.e}) \cdot b_{V.l} \end{cases}$$

Forskydningskapacitet for moment med træk i undersiden:

$$V_{Rd.l.u}(x, x_{l.us}) := \begin{cases} \text{if } x \leq x_{l.us} \\ \parallel V_{Rd}(h_{brodæk.ende}(x), \phi_{l.u.s}, s_{l.u.s}) \cdot b_{V.l} \\ \text{else} \\ \parallel V_{Rd}(h_{brodæk.ende}(x), \phi_{l.u.e}, s_{l.u.e}) \cdot b_{V.l} \end{cases}$$

Resulterende forskydningskapacitet afhængigt af det aktuelle moment:

$$V_{Rd.l}(x, x_{l.us}, x_{l.os}, M_{Ed}) := \begin{cases} \text{if } M_{Ed} > 0 \cdot \mathbf{kN \cdot m} \\ \parallel V_{Rd.l.o}(x, x_{l.os}) \\ \text{else} \\ \parallel V_{Rd.l.u}(x, x_{l.us}) \end{cases}$$

Forskydningskapacitet for de givne x-koordinater for snitkræfter fra LUSAS:

$$V_{Rd.l.min}(i) := V_{Rd.l}(x_{V.min_i}, x_{l.us.Felt1.5}, x_{l.os.Felt1.5}, M_{V.min_i})$$

$$V_{Rd.l.max}(i) := V_{Rd.l}(x_{V.max_i}, x_{l.us.Felt7}, x_{l.os.Felt7}, M_{V.max_i})$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

x-koordinat til kant af søjle:

$$x_{\text{kant.s}} := \frac{t_s}{2} = 0.3 \text{ m}$$

x-koordinat til hvor buevirkning ophører:

$$x_{2d} := 2 \cdot d \left(h_{\text{brodæk.ende}} \left(\frac{t_s}{2} \right), \phi_{\text{l.o.s}} \right) + \frac{t_s}{2} = 2.11 \text{ m}$$

Faktor for buevirkning:

$$\beta(x) := \begin{cases} \frac{x - x_{\text{kant.s}}}{2 \cdot d \left(h_{\text{brodæk.ende}} \left(\frac{t_s}{2} \right), \phi_{\text{l.o.s}} \right)} & \text{if } x < x_{2d} \\ 1 & \text{else} \end{cases}$$

Indeks nummer for x-koordinat større end 2d:

$$i_{2d.\text{min}} := 23 \quad x_{V.\text{min}_{i_{2d.\text{min}}}} = 2.5 \text{ m} \quad i_{2d.\text{max}} := 10 \quad x_{V.\text{max}_{i_{2d.\text{max}}}} = 2.47 \text{ m}$$

Regningsmæssig forskydning i afstanden 2d fra kant af søjle:

$$V_{\text{Ed.2d.min}} := \frac{V_{\text{Ed.min}_{i_{2d.\text{min}}}} - V_{\text{Ed.min}_{i_{2d.\text{min}} + 1}}}{x_{V.\text{min}_{i_{2d.\text{min}}}} - x_{V.\text{min}_{i_{2d.\text{min}} + 1}}} \cdot (x_{2d} - x_{V.\text{min}_{i_{2d.\text{min}}}}) + V_{\text{Ed.min}_{i_{2d.\text{min}}}} = 1608.64 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Ed.2d.max}} := \frac{V_{\text{Ed.max}_{i_{2d.\text{max}} - 1}} - V_{\text{Ed.max}_{i_{2d.\text{max}}}}}{x_{V.\text{max}_{i_{2d.\text{max}} - 1}} - x_{V.\text{max}_{i_{2d.\text{max}}}}} \cdot (x_{2d} - x_{V.\text{max}_{i_{2d.\text{max}}}}) + V_{\text{Ed.max}_{i_{2d.\text{max}}}} = -1663.29 \text{ kN}$$

Ændringen i forskydning pga. af buevirkning:

$$V_{\text{Ed.ænd.min}}(i) := \begin{cases} 0 \text{ kN} & \text{if } i \leq i_{2d.\text{min}} \\ \left(V_{\text{Ed.min}_i} - V_{\text{Ed.2d.min}} \right) \cdot \beta \left(\frac{x_{V.\text{min}_i} + x_{2d}}{2} \right) & \text{else if } i \leq i_{2d.\text{min}} + 1 \\ \left(V_{\text{Ed.min}_i} - V_{\text{Ed.min}_{i-1}} \right) \cdot \beta \left(\frac{x_{V.\text{min}_i} + x_{V.\text{min}_{i-1}}}{2} \right) & \text{else} \end{cases}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

$$V_{Ed.ænd.max}(i) := \text{if } x_{V,max_i} < 0 \text{ m}$$

$$\parallel 0 \text{ kN}$$

$$\text{else if } i \leq i_{2d,max} - 2$$

$$\parallel \left(V_{Ed,max_{i+1}} - V_{Ed,max_i} \right) \cdot \beta \left(\frac{x_{V,max_{i+1}} + x_{V,max_i}}{2} \right)$$

$$\text{else if } i \leq i_{2d,max} - 1$$

$$\parallel \left(V_{Ed,2d,max} - V_{Ed,max_{i_{2d,max}-1}} \right) \cdot \beta \left(\frac{x_{V,max_{i_{2d,max}-1}} + x_{2d}}{2} \right)$$

$$\text{else}$$

$$\parallel 0 \text{ kN}$$

Regninsmæssig reduceret forskydning pga. buevirkning:

$$V_{Ed.red.min}(i) := \text{if } i \geq i_{2d,min} + 1$$

$$\parallel V_{Ed,2d,min} + \sum_{j=0}^i V_{Ed.ænd.min}(j)$$

$$\text{else}$$

$$\parallel V_{Ed,min_i}$$

$$V_{Ed.red.max}(i) := \text{if } i \leq i_{2d,max} - 1$$

$$\parallel |V_{Ed,2d,max}| + \sum_{j=i}^{i_{2d,max}-1} V_{Ed.ænd.max}(j)$$

$$\text{else}$$

$$\parallel |V_{Ed,max_i}|$$

x-koordinat til afstanden d fra kanten af understøtningen:

$$x_d := d \left(h_{brodæk.ende} \left(\frac{t_s}{2} \right), \phi_{l.o.s} \right) + \frac{t_s}{2} = 1.21 \text{ m}$$

Bredde anvendt til midling af forskydning: $b_{V,l} = 3.63 \text{ m}$

Indeks nummer for x-koordinat større end d:

$$i_{d,min} := 25 \quad x_{V,min_{i_{d,min}}} = 1.5 \text{ m} \quad i_{d,max} := 8 \quad x_{V,max_{i_{d,max}}} = 1.57 \text{ m}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

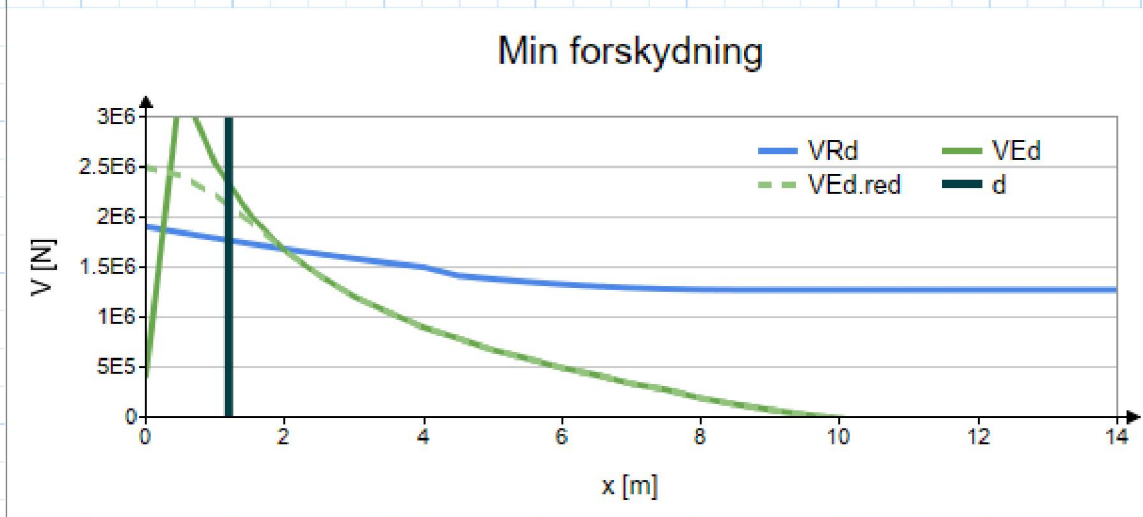
UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

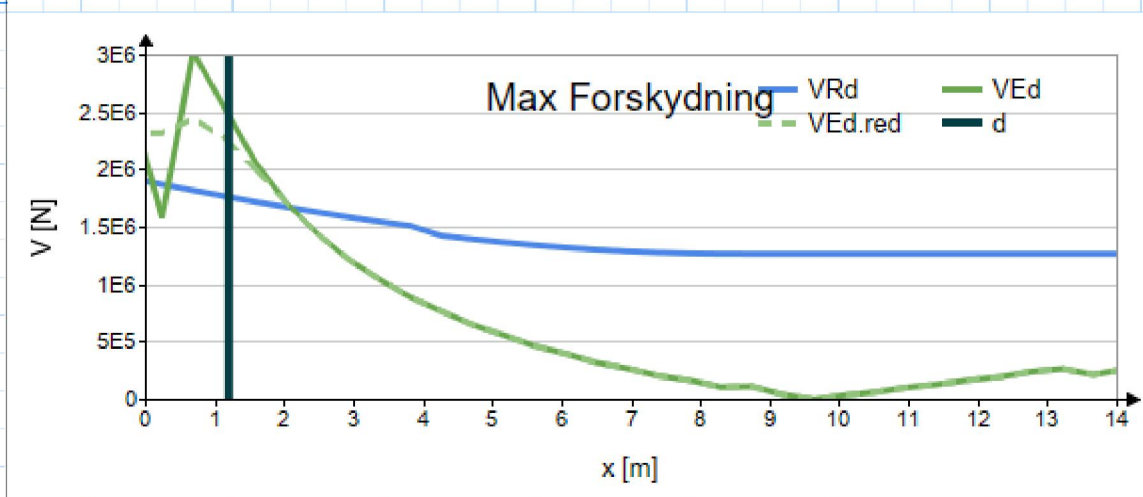
Inputs

$$\begin{aligned} X_1 &:= x_{V.min_rangeV} & Y_1 &:= V_{Rd.l.min}(rangeV) & X_2 &:= x_{V.min_rangeV} & Y_2 &:= V_{Ed.min_rangeV} \\ X_3 &:= x_{V.min_rangeV} & Y_3 &:= V_{Ed.red.min}(rangeV) & X_4 &:= x_{45d} & Y_4 &:= y_{45d} \end{aligned}$$



Inputs

$$\begin{aligned} X_1 &:= x_{V.max_rangeM} & Y_1 &:= V_{Rd.l.max}(rangeM) & X_2 &:= x_{V.max_rangeM} & Y_2 &:= |V_{Ed.max_rangeM}| \\ X_3 &:= x_{V.max_rangeM} & Y_3 &:= V_{Ed.red.max}(rangeM) & X_4 &:= x_{45d} & Y_4 &:= y_{45d} \end{aligned}$$



Forskydning i afstanden d fra kanten af søjle:

$$V_{Ed.d.min} := \frac{V_{Ed.red.min}(i_{d.min}) - V_{Ed.red.min}(i_{d.min} + 1)}{x_{V.min,i_{d.min}} - x_{V.min,i_{d.min} + 1}} \cdot (x_d - x_{V.min,i_{d.min}}) + V_{Ed.red.min}(i_{d.min}) = 2106.81 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.d.max} := \frac{V_{Ed.red.max}(i_{d.max} - 1) - V_{Ed.red.max}(i_{d.max})}{x_{V.max,i_{d.max} - 1} - x_{V.max,i_{d.max}}} \cdot (x_d - x_{V.max,i_{d.max}}) + V_{Ed.red.max}(i_{d.max}) = 2236.48 \text{ kN}$$

Udnyttelse af bropladens
forskydningskapacitet:

$$\mu_{V.min} := \frac{V_{Ed.d.min}}{V_{Rd.l}(x_d, x_{l.us.Felt1.5}, x_{l.os.Felt1.5}, M_{V.min,i_{d.min}})} = 119\%$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

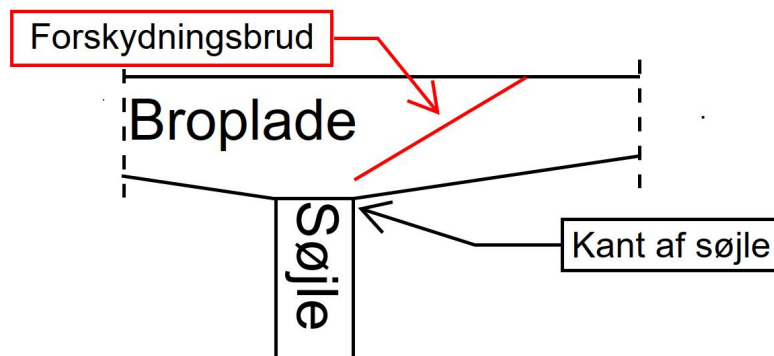
GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Udnyttelse af bropladens
forskydningskapacitet:

$$\mu_{V,max} := \frac{V_{Ed,d,max}}{V_{Rd,I} \left(X_d, X_{l.us.Felt7}, X_{l.os.Felt7}, M_{V,max,i_{d,max}} \right)} = 127\%$$

Da ovenstående medfører en overudnyttelse af forskydningskapaciteten anvendes den mere præcise og avanceret model i [4] til at bestemmes forskydningskapaciteten og tillades, da modellen heri for ikke forskydningsarmeret tværsnit er mere præcis og har mindre modelusikkerheder end den i [1] (se evt. baggrundsdokumenter hertil), hermed sikres det at sikkerheden minimum den samme som ved anvendelse af [1].

Nedenstående figur viser udformningen af et forskydningsbrud i en broplade understøttet af søjler. Når bropladen har varierende tykkelsen, kan dennes indflydelse på forskydningskapaciteten medtages ved at betragte udformningen af forskydningsbrudet. Dette medtages ved at bestemme den indre momentarm til optagelse af forskydning ud fra den effektive højde af bropladen og momentet ved kanten af søjlen, hvor den langsgående tøjning bestemmes ud fra det aktuelle moment i det pågældende snit.



Moment i afstanden d fra kanten af søjle:

$$M_{Ed,d,min} := \frac{M_{V,min}(i_{d,min}) - M_{V,min}(i_{d,min} + 1)}{X_{V,min,i_{d,min}} - X_{V,min,i_{d,min} + 1}} \cdot (X_d - X_{V,min,i_{d,min}}) + M_{V,min}(i_{d,min}) = 3714.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,d,max} := \frac{M_{V,max}(i_{d,max}) - M_{V,max}(i_{d,max} - 1)}{X_{V,max,i_{d,max}} - X_{V,max,i_{d,max} - 1}} \cdot (X_d - X_{V,max,i_{d,max}}) + M_{V,max}(i_{d,max}) = 4175.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Indeks nummer for x-koordinat større end kant af søjle: $i_{kant,min} := 27$ $X_{V,min,i_{kant,min}} = 0.5 \text{ m}$ $i_{kant,max} := 6$ $X_{V,max,i_{kant,max}} = 0.68 \text{ m}$

Moment ved kanten af søjle:

$$M_{Ed,kant,min} := \frac{M_{V,min}(i_{kant,min}) - M_{V,min}(i_{kant,min} + 1)}{X_{V,min,i_{kant,min}} - X_{V,min,i_{kant,min} + 1}} \cdot \left(\frac{t_s}{2} - X_{V,min,i_{kant,min}} \right) + M_{V,min}(i_{kant,min})$$

$$M_{Ed,kant,max} := \frac{M_{V,max}(i_{kant,max}) - M_{V,max}(i_{kant,max} - 1)}{X_{V,max,i_{kant,max}} - X_{V,max,i_{kant,max} - 1}} \cdot \left(\frac{t_s}{2} - X_{V,max,i_{kant,max}} \right) + M_{V,max}(i_{kant,max})$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Faktor for revnens ruhed iht. (7.3-20) i [4]:

$$k_{dg} := \max\left(\frac{32 \text{ mm}}{16 \text{ mm} + d_g}, 0.75\right) = 0.75$$

Den indre momentarm findes ift. det aktuelle moment ved maksimal forskydning, bestemt ud fra en rotationsligning:

$$\begin{aligned} x. &:= 60 \text{ mm} \\ M_{Ed.kant} &= x. \cdot f_{cd} \cdot b_{V.l} \cdot \left(d(h_{brodæk.ende}(0), \phi_{l.o.s}) - \frac{x.}{2} \right) \\ x_{V.l}(M_{Ed.kant}) &:= \text{Find}(x.) \end{aligned}$$

Indre momentarm ift. aktuelt moment:

$$z_V(M_{Ed.kant}) := d(h_{brodæk.ende}(0), \phi_{l.o.s}) - \frac{x_{V.l}(M_{Ed.kant})}{2}$$

Tøjning ved midthøjde iht. (7.3-16) i [4]:

$$\varepsilon_{x.d.o}(M_{Ed}, M_{Ed.kant}, V_{Ed}) := \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s(\phi_{l.o.s}, s_{l.o.s}) \cdot b_{V.l}} \cdot \left(\frac{M_{Ed}}{z_V(M_{Ed.kant})} + V_{Ed} \right)$$

Effektivitetsfaktor for betonen iht. (7.3-21) i [4]:

$$k_{v.d.o}(M_{Ed}, M_{Ed.kant}, V_{Ed}) := \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_{x.d.o}(M_{Ed}, M_{Ed.kant}, V_{Ed})} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot \frac{z_V(M_{Ed.kant})}{\text{mm}}}$$

Forskydningskapacitet iht. (7.3-17) i [2]:

$$V_{Rd.fib.d}(M_{Ed}, M_{Ed.kant}, V_{Ed}) := k_{v.d.o}(M_{Ed}, M_{Ed.kant}, V_{Ed}) \cdot \frac{\min(\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}}, 8 \text{ MPa})}{\gamma_c} \cdot z_V(M_{Ed.kant}) \cdot b_{V.l}$$

Udnyttelse af forskydningskapacitet i overdel:

$$\mu_{V.min.fib} := \frac{V_{Ed.d.min}}{V_{Rd.fib.d}(M_{Ed.d.min}, M_{Ed.kant.min}, V_{Ed.d.min})} = 97\%$$

$$\mu_{V.max.fib} := \frac{V_{Ed.d.max}}{V_{Rd.fib.d}(M_{Ed.d.max}, M_{Ed.kant.max}, V_{Ed.d.max})} = 110\%$$

Af ovenstående ses det at bropladens forskydningskapacitet er overudnyttet omkring øverste søjlepar ved understøtningslinje G og det undersøges derfor om det kun er lokalt omkring dette søjlepar bropladen er overudnyttet i forskydning. For den negative forskydning er den numerisk største forskydning ved de resterende understøtninger eftervist af de foregående beregninger. For den positive forskydning ses det af de foregående contourplots at den numerisk anden største forskydning haves ved de nedre søjler i understøtningslinje G for lasttilfælde 3, LC3. Derfor indlægges en linje her der går igennem det område med max forskydning, hvor forskydningen langs denne linje bestemmes og det tilhørende moment. Nedenstående figur viser placeringen af linjen og deres bredde. Bemærk, linjen er orienteret så den ligger parallelt med den langsgående armering.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

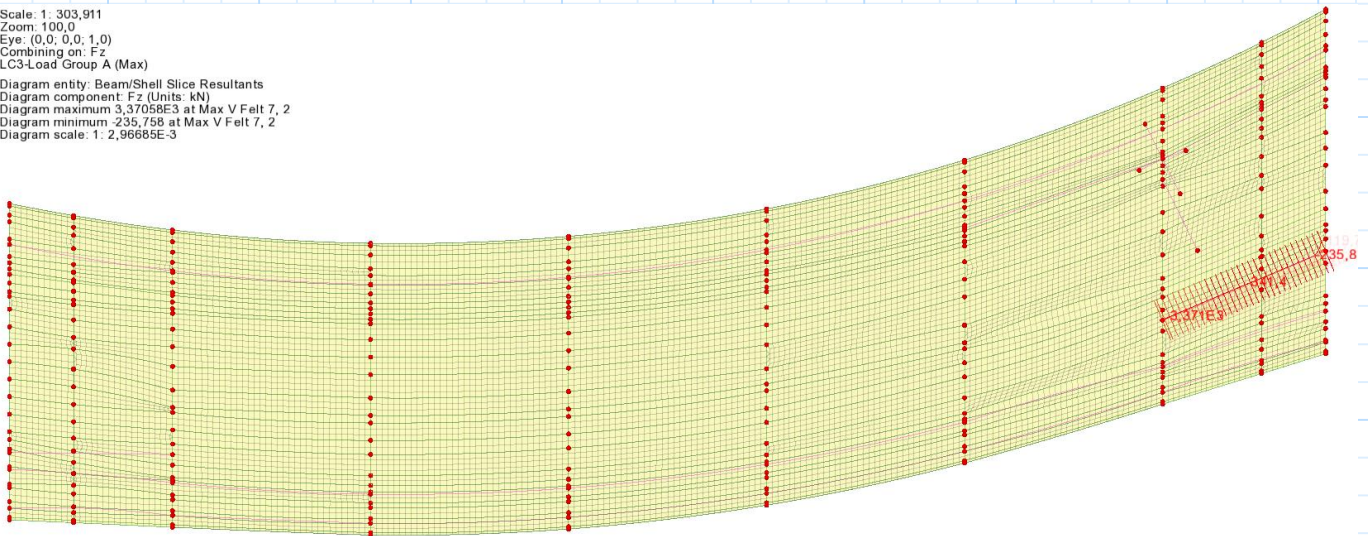
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Scale: 1: 303,911
Zoom: 100,0
Eye: (0,0; 0,0; 1,0)
Combining on: Fz
LC3-Load Group A (Max)
Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants
Diagram component: Fz (Units: kN)
Diagram maximum 3,37058E3 at Max V Felt 7, 2
Diagram minimum -235,758 at Max V Felt 7, 2
Diagram scale: 1: 2,96685E-3



Nedenstående figurer viser maks forskydning langs med linjen.

Scale: 1: 303,911
Zoom: 197,382
Eye: (0,0; -1,0; 0,0)
Combining on: Fz
LC3-Load Group A (Max)

Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants
Diagram component: Fz (Units: kN)
Diagram maximum 3,37058E3 at Max V Felt 7, 2
Diagram minimum -235,758 at Max V Felt 7, 2
Diagram scale: 1: 2,96685E-3



Koordinater for endepunkt 1 for linje: $x_{1,2} := 36.353$ $y_{1,2} := -178.419$

Koordinater for endepunkt 2 for linje: $x_{2,2} := 50.366$ $y_{2,2} := -172.486$ Endevederlag

$$\begin{bmatrix} a_2 & b_2 \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} y_{1,2} = a + b \cdot x_{1,2} \\ y_{2,2} = a + b \cdot x_{2,2} \end{bmatrix} \xrightarrow{\text{solve, a, b}} \begin{bmatrix} -193.81058988082494826 & 0.4233925640476700207 \end{bmatrix}$$

Hældning af linje ift. x-akse: $\alpha_{1,V} := \text{atan}(b_2) = 22.95 \text{ deg}$

Buevirkning medtages på samme måde som tidligere.

Indeks nummer for x-koordinat større end 2d: $i_{2d, \max, 2} := 22$ $x_{V, \max, 2, i_{2d, \max, 2}} = 2.49 \text{ m}$

Regningsmæssig forskydning i afstanden 2d fra kant af søjle:

$$V_{Ed, 2d, \max, 2} := \frac{V_{Ed, \max, 2, i_{2d, \max, 2} - 1} - V_{Ed, \max, 2, i_{2d, \max, 2}}}{x_{V, \max, 2, i_{2d, \max, 2} - 1} - x_{V, \max, 2, i_{2d, \max, 2}}} \cdot (x_{2d} - x_{V, \max, 2, i_{2d, \max, 2}}) + V_{Ed, \max, 2, i_{2d, \max, 2}} = 1634.86 \text{ kN}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

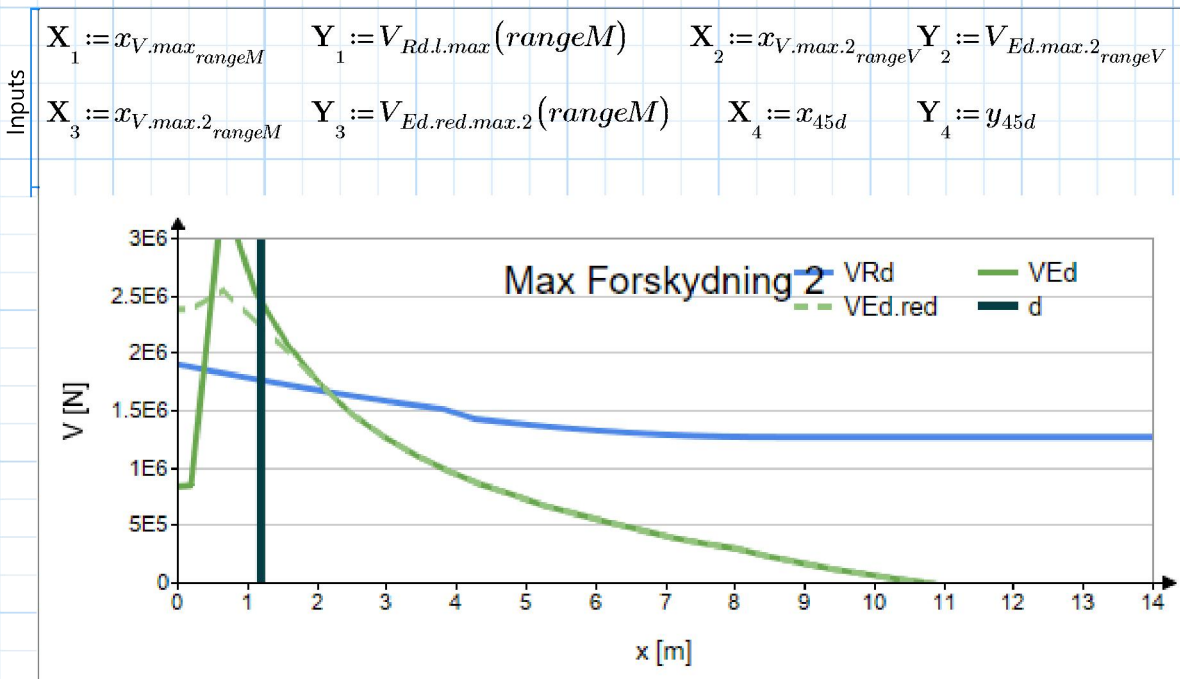
Ændringen i forskydning
pga. af buevirkning:

$$V_{Ed.ænd.max.2}(i) := \begin{cases} 0 \text{ kN} & \text{if } i \leq i_{2d.max.2} \\ \left(V_{Ed.max.2_i} - V_{Ed.2d.max.2} \right) \cdot \beta \left(\frac{x_{V.max.2_i} + x_{2d}}{2} \right) & \text{else if } i \leq i_{2d.max.2} + 1 \\ \left(V_{Ed.max.2_i} - V_{Ed.max.2_{i-1}} \right) \cdot \beta \left(\frac{x_{V.max.2_i} + x_{V.max.2_{i-1}}}{2} \right) & \text{else} \end{cases}$$

Regninsmæssig reduceret forskydning pga. buevirkning:

$$V_{Ed.red.max.2}(i) := \begin{cases} V_{Ed.2d.max.2} + \sum_{j=0}^i V_{Ed.ænd.max.2}(j) & \text{if } i \geq i_{2d.max.2} + 1 \\ V_{Ed.max.2_i} & \text{else} \end{cases}$$

Nedenstående graf viser den numeriske værdi for forskydningen langs med linjen (grøn linje), for det globale x-koordinat med $x=0$ over søjlen. Den grønne stiplede linje angiver den reduceret forskydning pga. buevirkning, den blå linje viser forskydningskapaciteten iht. Eurocode 2 [1] og den sorte linje angiver x-værdien for afstand d fra kant af søjle.

Indeks nummer for x-
koordinat større end d:

$$i_{d.max.2} := 24 \quad x_{V.max.2_{i_{d.max.2}}} = 1.57 \text{ m}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Moment i afstanden d fra kant af søjle:

$$M_{Ed.d.max.2} := \frac{M_{V.max.2}(i_{d.max.2}) - M_{V.max.2}(i_{d.max.2} + 1)}{X_{V.max.2,i_{d.max.2}} - X_{V.max.2,i_{d.max.2} + 1}} \cdot (X_d - X_{V.max.2,i_{d.max.2}}) + M_{V.max.2}(i_{d.max.2}) \quad \downarrow = 3456.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Indeks nummer for x-koordinat større end kant af søjle:

$$i_{kant.max.2} := 26 \quad X_{V.max.2,i_{kant.max.2}} = 0.65 \text{ m}$$

Moment ved kanten af søjle:

$$M_{Ed.kant.max.2} := \frac{M_{V.max.2}(i_{kant.max.2}) - M_{V.max.2}(i_{kant.max.2} + 1)}{X_{V.max.2,i_{kant.max.2}} - X_{V.max.2,i_{kant.max.2} + 1}} \cdot \left(\frac{t_s}{2} - X_{V.max.2,i_{kant.max.2}} \right) + M_{V.max.2}(i_{kant.max.2}) \quad \downarrow = 4876.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Forskydning i afstanden d fra kant af søjle:

$$V_{Ed.d.max.2} := \frac{V_{Ed.red.max.2}(i_{d.max.2}) - V_{Ed.red.max.2}(i_{d.max.2} + 1)}{X_{V.max.2,i_{d.max.2}} - X_{V.max.2,i_{d.max.2} + 1}} \cdot (X_d - X_{V.max.2,i_{d.max.2}}) + V_{Ed.red.max.2}(i_{d.max.2}) \quad \downarrow = 2226.22 \text{ kN}$$

Udnyttelse af forskydningskapacitet i overdel:

$$\mu_{V.max.2.fib} := \frac{V_{Ed.d.max.2}}{V_{Rd.fib.d}(M_{Ed.d.max.2}, M_{Ed.kant.max.2}, V_{Ed.d.max.2})} = 101\%$$

Ovenstående minimale overskridelse af forskydningskapaciteten accepteres, da de understøttende søjler det pågældende sted konservativt er modelleret som bjælkeelementer som medfører at forskydningskræfterne koncentrerer i større grad omkring søjlerne end det reelt er tilfældet og ift. hvis søjlerne havde været modelleret som skal elementer, hvormed forskydningen reelt er lavere/vil kunne reduceres. Da den 2. største positive forskydning i langsgående retning er eftervist af de foregående beregninger er overudnyttelsen af bropladens forskydningskapacitet kun lokalt overskredet ved øverste søjlepar ved understøtningslinje G .

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

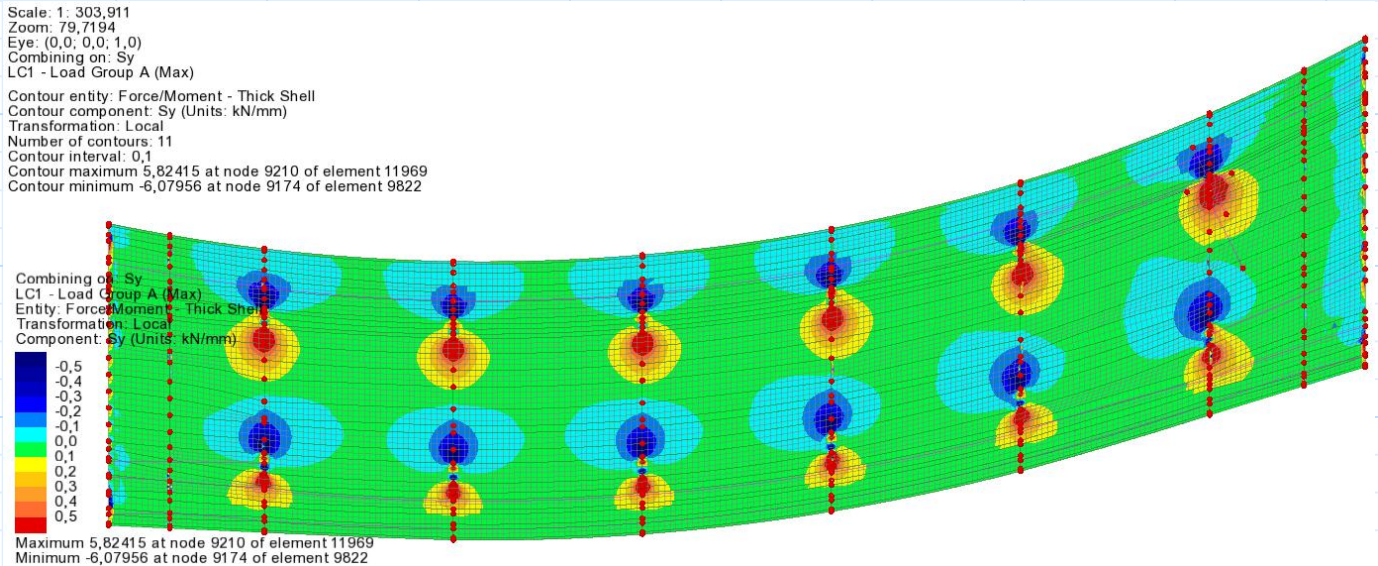
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

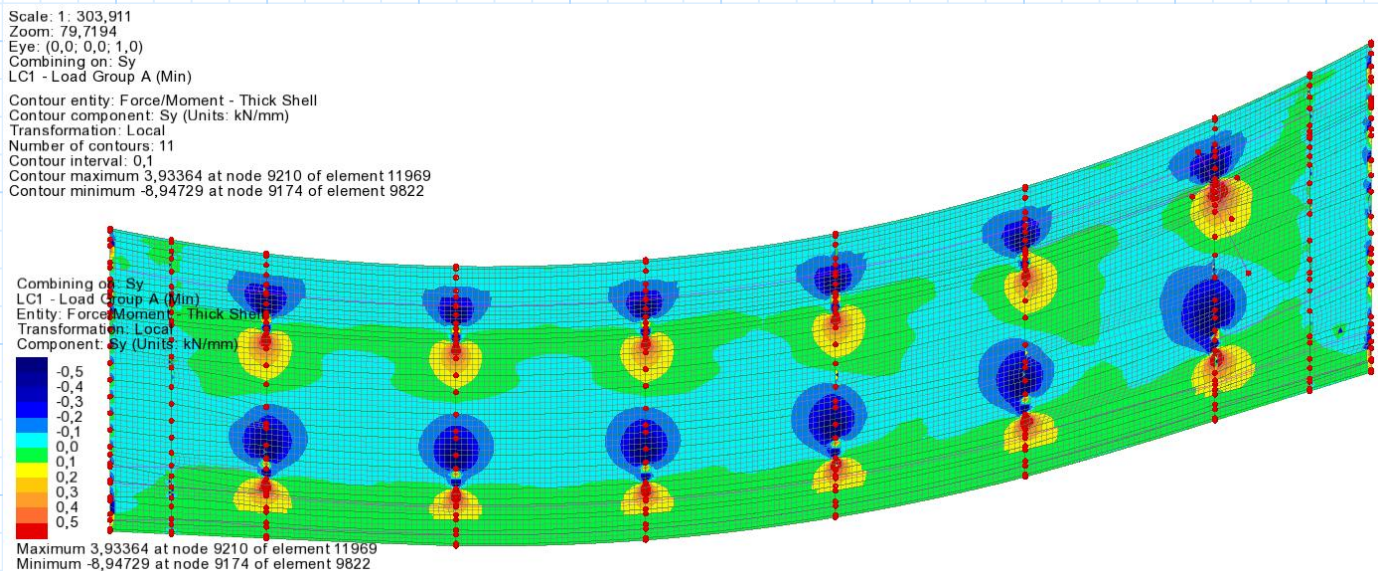
5.5 - Forskydning i tværgående retning

I det følgende vises contour plot af envelopes af max og min forskydningen i den lokale y-retning af hvert skalelement, svarende til tværgående retning for armeringen/broen for lasttilfælde LC1-LC3.

Nedenstående figur viser max forskydning i tværgående retning for LC1.



Nedenstående figur viser min forskydning i tværgående retning for LC1.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

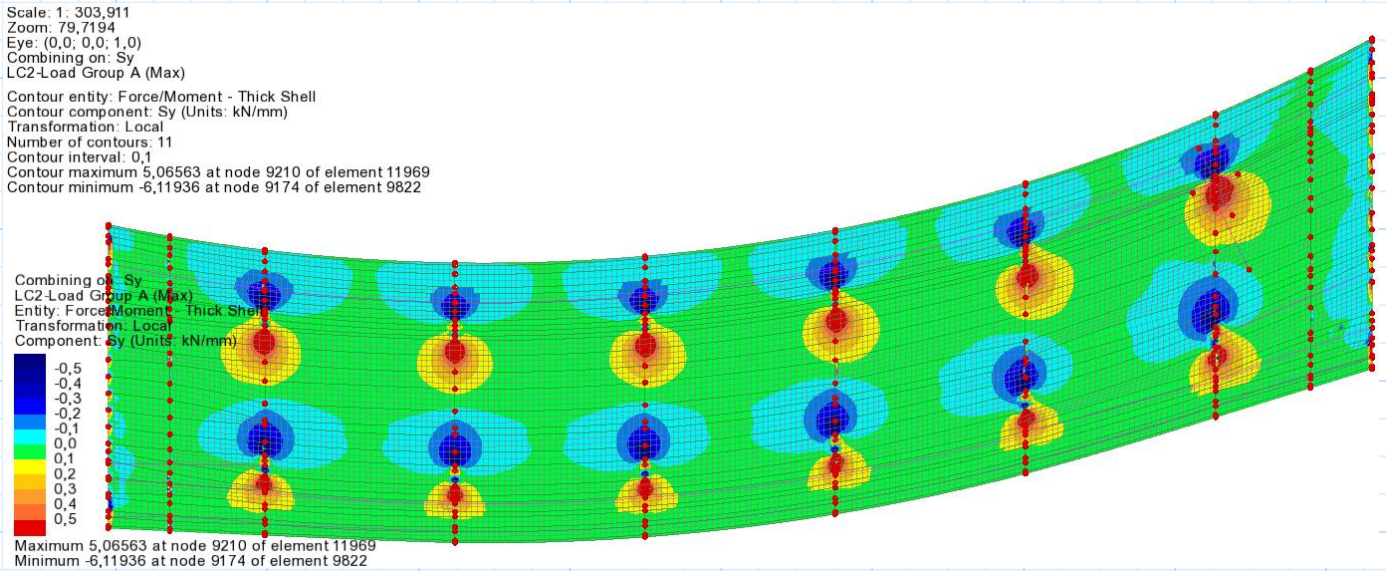
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

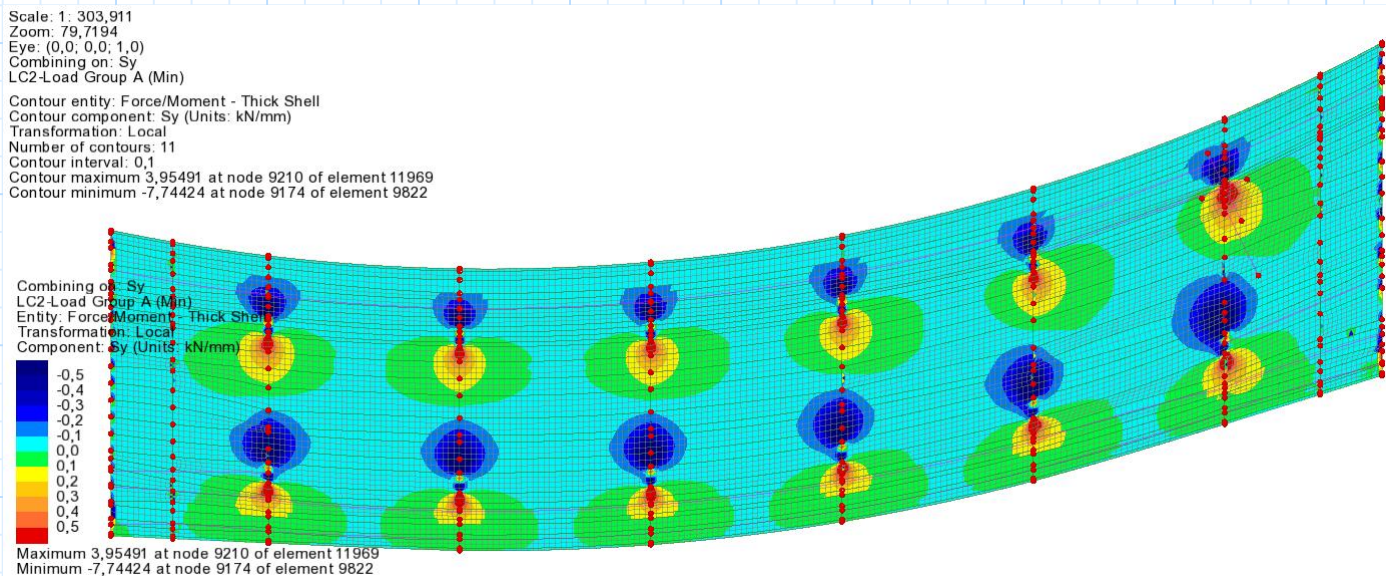
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser max forskydning i tværgående retning for LC2.



Nedenstående figur viser min forskydning i tværgående retning for LC2.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

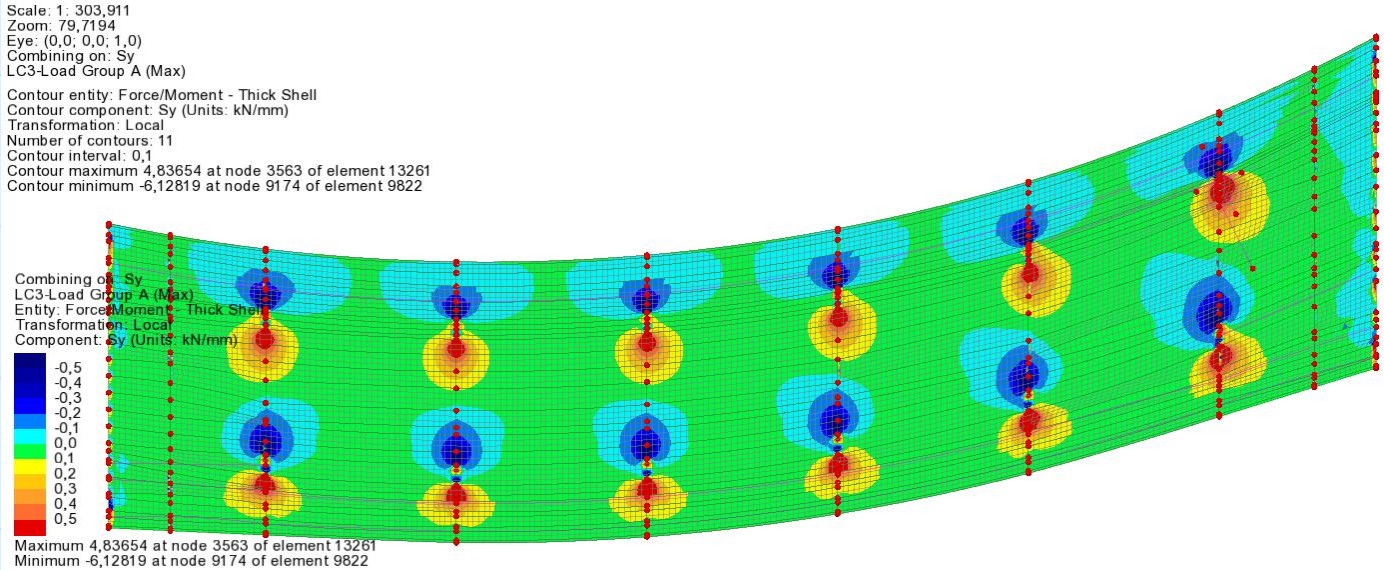
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

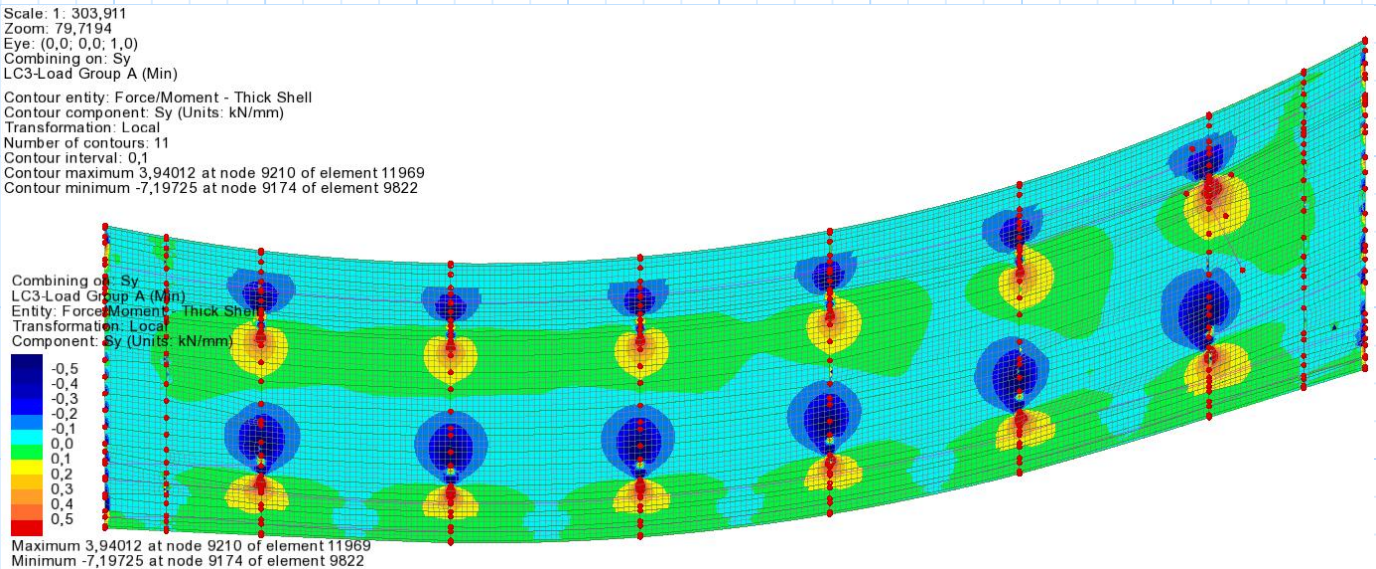
KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser max forskydning i tværgående retning for LC3.



Nedenstående figur viser min forskydning i tværgående retning for LC3.



Af ovenstående figurer ses det at den maksimale forskydning have ved understøtningslinje G mod de understøttende søjler (højre side på ovenstående figurer) for lasttilfælde 1, LC1, men er placeret direkte over skalelement for søjlen og er derfor ikke kritisk i forskydning. Derfor undersøges den maksimale forskydning i tværretningen over understøtningslinje B for lasttilfælde 1, LC1.

Mens den mindste forskydning ser ud til at være ca. den samme for lasttilfælde 2-3, dog lidt større udbredelse ved understøtningslinje G mod de nederste understøttende søjler (højre side på ovenstående figurer) for lasttilfælde 2, LC2.

Mindste forskydningskapacitet i tværretning ved træk i undersiden:

$$V_{Rd}(h_{min.t.u.m}, \phi_{t.u.m}, s_{t.u.m}) = 0.202 \frac{kN}{mm}$$

Mindste forskydningskapacitet i tværretning ved træk i oversiden:

$$V_{Rd}(h_{min.t.o.m}, \phi_{t.o.m}, s_{t.o.m}) = 0.188 \frac{kN}{mm}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

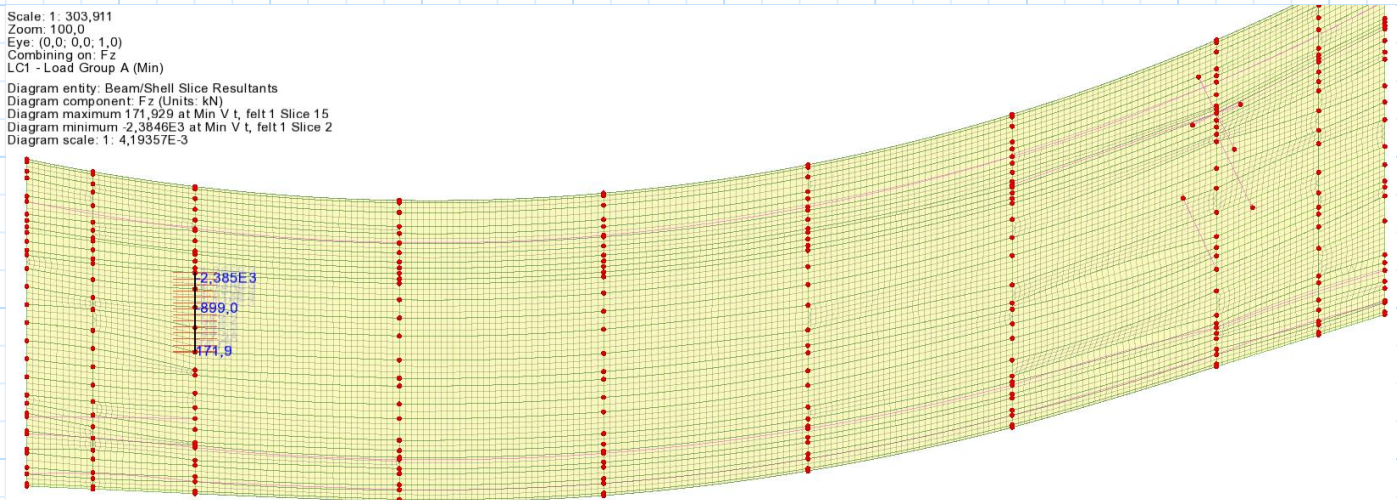
UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

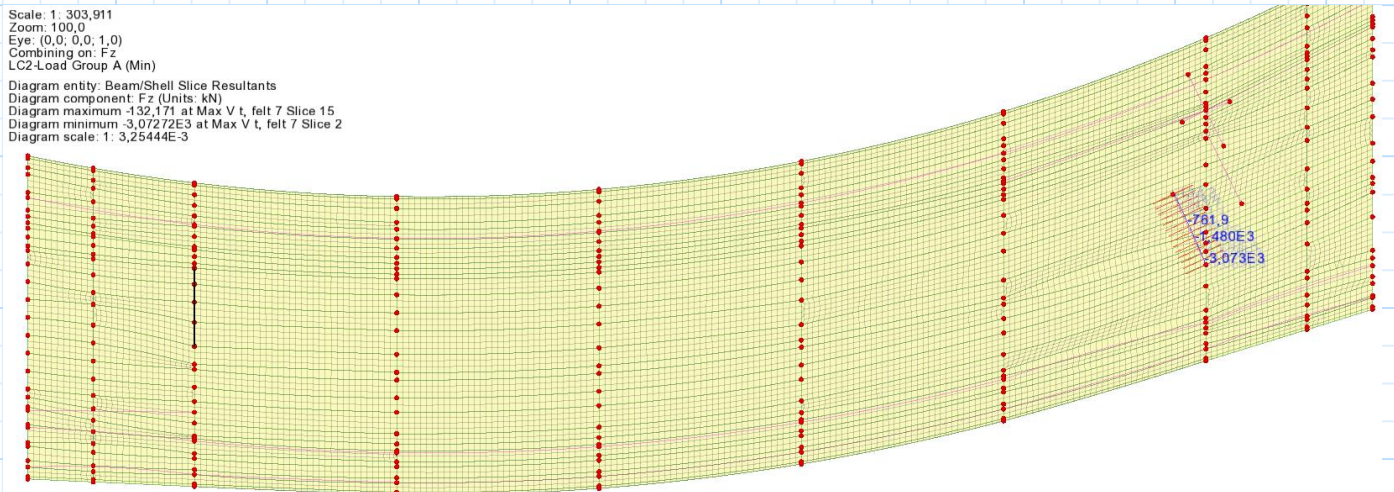
GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Af ovenstående contour plots bemærkes det at ingen af områderne længere væk fra søjlerne end 3m overstiger ovenstående bæreevner, og derfor betrages disse områder ikke yderligere. Den maksimale og minimale forskydning eftervises ved at anvende slices i LUSAS hvor der indlægges linjer igennem områderne med maksimale og minimale forskydning hvor forskydningen midles over en bredde på $b_{V,1} = 3.63 \text{ m}$. Nedenstående figurer angiver linjerne for hhv. minimal- og maksimal forskydning.

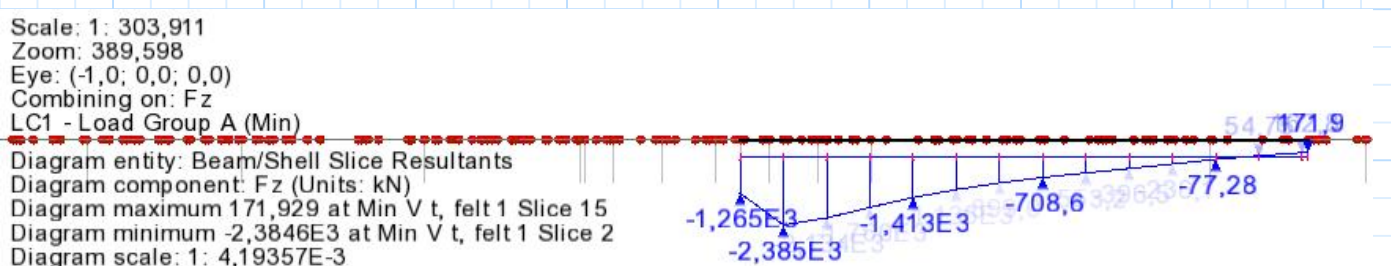
Nedenstående figur viser placeringen af 1. linje og dens bredde for max forskydning.



Nedenstående figur viser placeringen af 2. linje og dens bredde for min forskydning.



Nedenstående figurer viser max forskydning langs med linjen.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figurer viser min forskydning langs med linjen. Bemærk, Lusas skifter fortegn på forskydningen når forskydning langs en linje (slices) sammenholdes med forskydningen i et skalelement.

Scale: 1: 303,911

Zoom: 247,596

Eye: (1,0; 0,0; 0,0)

Combining on: Fz

LC2 Load Group A (Min)

Diagram entity: Beam/Shell Slice Resultants

Diagram component: F_z (Units: kN)

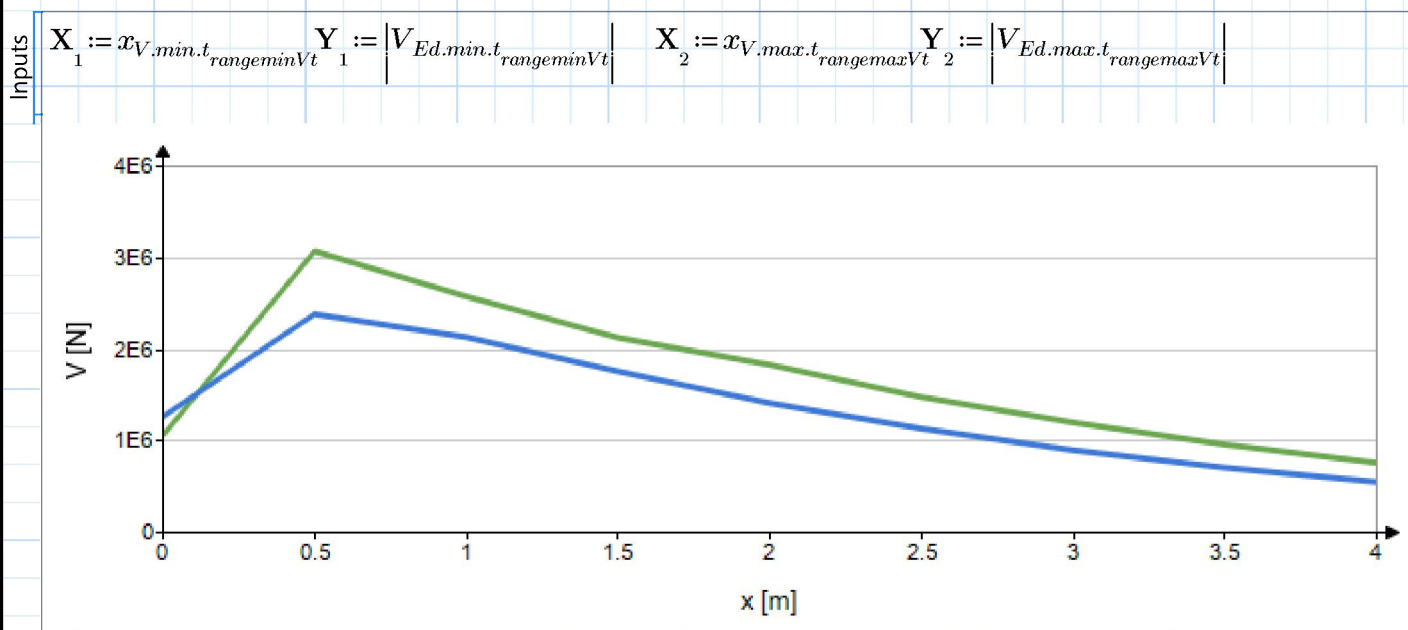
Diagram maximum -132,171 at Max V t, felt 7 Slice 15

Diagram minimum -3.07272E3 at Max V t, felt 7 Slice 2

Diagram scale: 1: 3.25444E-3



Nedenstående graf viser min forskydning langs med linjen, med $x=0$ over center søjle.



Afstand til d fra kant af søjle:

$$x_{d,t} := d(h_{\max.t.u.ms}, \phi_{t.u.ms}) + \frac{b_s}{2} = 1.54 \text{ m}$$

Konservativt eftervises forskydningskapaciteten i afstanden ca. 1,5m fra center søjle (dvs. afstand fra kant af søjlen på ca. d) uden medtagelse af buevirkning.

Afstand ca. 1,5m fra center søjle:

$$x_{V.\max.t_2} = 1.5 \text{ m}$$

$$V_{Ed.max.t_2} = -1759.98 \text{ kN}$$

$$x_{V.\min.t_3} = 1.5 \text{ m}$$

$$V_{Ed.min.t_3} = -2128.33 \text{ kN}$$

Forskydningskapacitet i afstanden
d fra kant af søjle:

$$V_{Rd.t.d} := V_{Rd} (h_{brodæk.ende} (0 \text{ m}), \phi_{t.o.s}, s_{t.o.s}) \cdot b_{V.l} = 1838.31 \text{ kN}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Udnyttelse af forskydningskapacitet i tværretning i broplade:

$$\mu_{V,\min.t} := \frac{|V_{Ed,\min.t_3}|}{V_{Rd,t.d}} = 116\%$$

$$\mu_{V,\max.t} := \frac{|V_{Ed,\max.t_3}|}{V_{Rd,t.d}} = 96\%$$

Da ovenstående medfører en overudnyttelse af forskydningskapaciteten anvendes den mere præcise og avanceret model i [4] til at bestemme forskydningskapaciteten, beskrevet tidligere.

Den indre momentarm findes ift. det aktuelle moment ved maksimal forskydning, bestemt ud fra en rotationslignevægt:

$$x := 60 \text{ mm}$$

$$|M_{Ed}| = x \cdot f_{cd} \cdot b_{V,l} \cdot \left(d(h_{brodæk,ende}(0), \phi_{t,u.ms}) - \frac{x}{2} \right)$$

$$x_{V,t}(M_{Ed}) := \text{Find}(x)$$

Indre momentarm ift. aktuelt moment: $z_{V,t}(M_{Ed}) := d(h_{brodæk,ende}(0), \phi_{t,o.s}) - \frac{x_{V,t}(M_{Ed})}{2}$

Tøjning ved midthøjde iht. (7.3-16) i [4]:

$$\varepsilon_{x,d.o.t}(M_{Ed}, V_{Ed}) := \frac{1}{2 \cdot E_s \cdot A_s(\phi_{t,o.s}, s_{t,o.s}) \cdot b_{V,l}} \cdot \left(\frac{|M_{Ed}|}{z_{V,t}(M_{Ed})} + |V_{Ed}| \right)$$

Effektivitetsfaktor for betonen iht. (7.3-21) i [4]:

$$k_{v,d.o.t}(M_{Ed}, V_{Ed}) := \frac{0.4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_{x,d.o.t}(M_{Ed}, V_{Ed})} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot \frac{z_{V,t}(M_{Ed})}{\text{mm}}}$$

Forskydningskapacitet iht. (7.3-17) i [2]:

$$V_{Rd, \text{fib.d.t}}(M_{Ed}, V_{Ed}) := k_{v,d.o.t}(M_{Ed}, V_{Ed}) \cdot \frac{\min(\sqrt{f_{ck} \cdot \text{MPa}}, 8 \text{ MPa})}{\gamma_c} \cdot z_{V,t}(M_{Ed}) \cdot b_{V,l}$$

Udnyttelse af forskydningskapacitet i tværretning i broplade:

$$\mu_{V,\min.t,\text{fib}} := \frac{|V_{Ed,\min.t_3}|}{V_{Rd, \text{fib.d.t}}(M_{V,\min.t_3}, V_{Ed,\min.t_3})} = 82\%$$

Bemærk, ovenstående er konservativt bestemt uden indflydelsen af buevirkning.

6 - Gennemlokningskapacitet af broplade

Gennemlokningskapaciteten af bropladen bestemmes for to tilfælde: 1) gennemlokning af 1 søjle og 2) gennemlokning af 2 søjler. 2) tilfælde skyldes at afstanden mellem 2 sidestående søjler er tilstrækkelig lille til at der vil kunne opstå et gennemlokningsbrud der involverer begge søjler, hvormed forholdet mellem kontrolperimeteren og aksial kræft i søjler kan være mindre end pr. søjle og dermed kan være kritisk.

Bredde af søjle:

$$c_1 := b_s = 1.2 \text{ m}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Tyvekelse af søjle:

$$c_2 := t_s = 0.6 \text{ m}$$

Afstand mellem søjler:

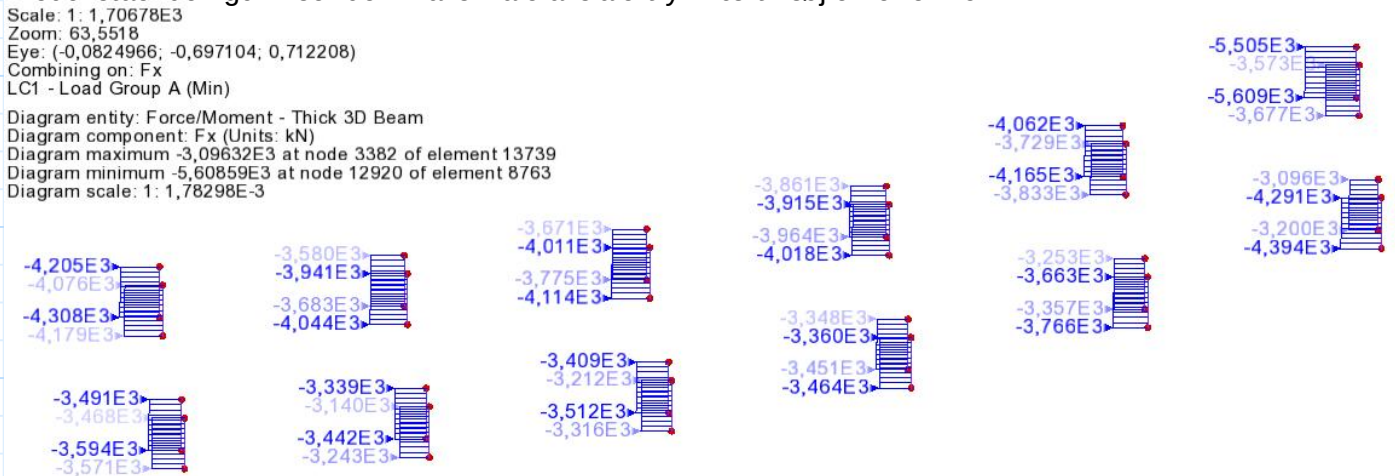
$$a_s := 60 \text{ cm}$$

Bredde af 2 søjler:

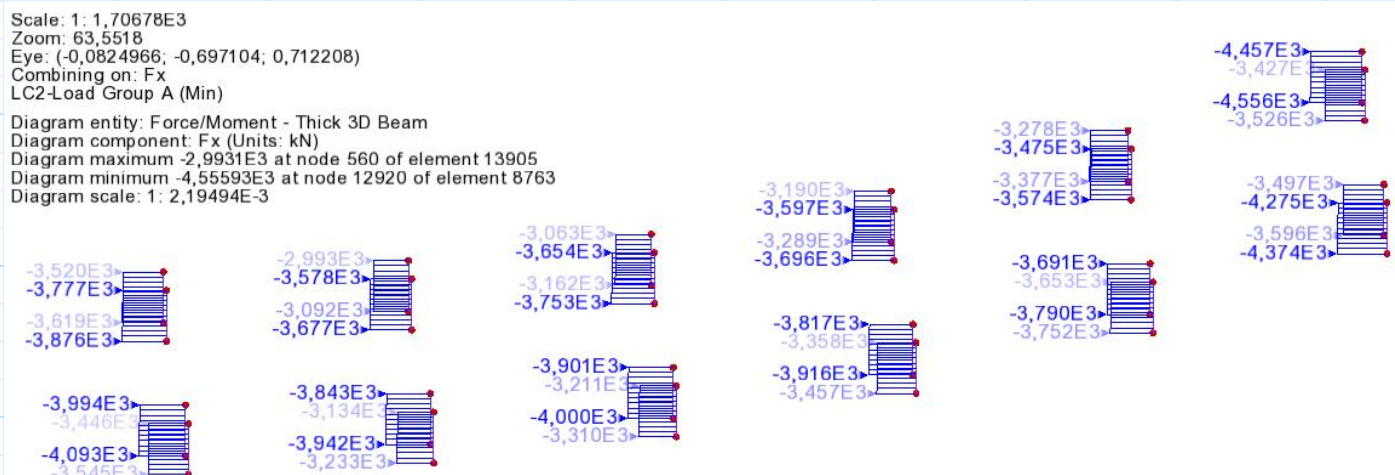
$$c_{1,2} := c_1 \cdot 2 + a_s = 3 \text{ m}$$

I det følgende eftervises gennemlokningskapaciteten af bropladen. Ved denne eftervisning betrages kun LC1-LC3, da vogntogslasten medfører den største samlede belastning af bropladen og dermed den største aksiale kræft i søjlerne.

Nedenstående figur viser den maksimale aksiale trykkræft i søjlerne for LC1.



Nedenstående figur viser den maksimale aksiale trykkræft i søjlerne for LC2.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

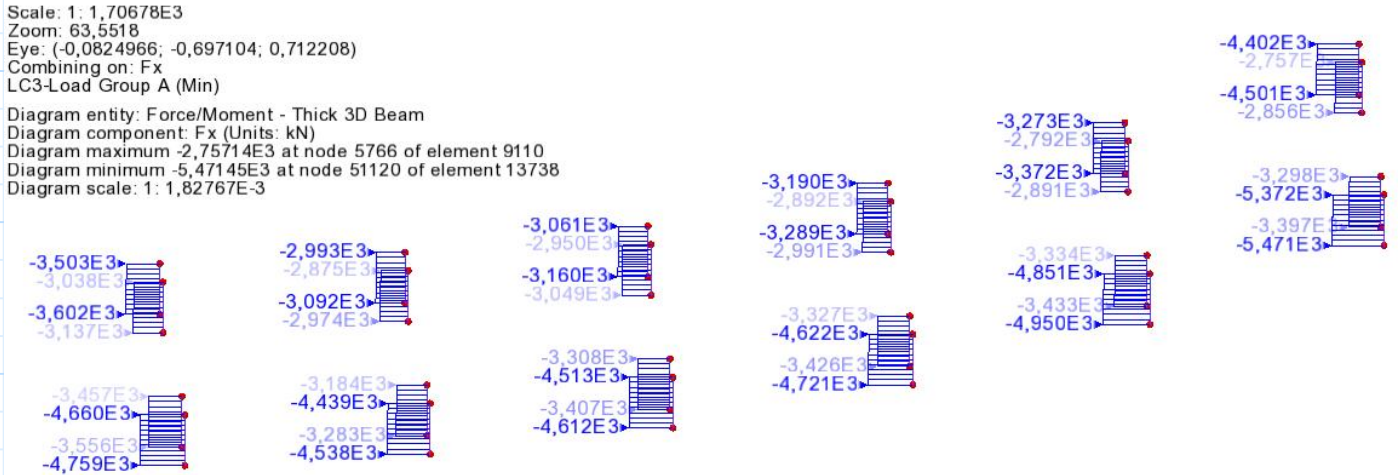
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Nedenstående figur viser den maksimale aksiale trykkraft i søjlerne for LC3.



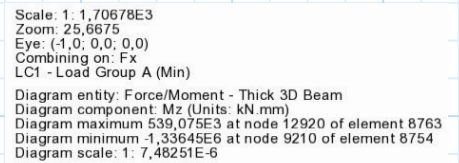
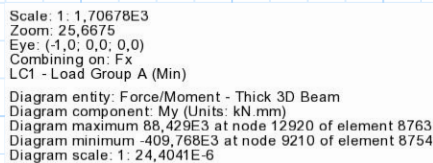
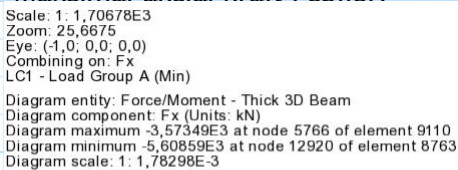
Af ovenstående figurer ses det at den maksimale aksiale kraft i søjlerne haves i øverste søjler i felt 7 (højre side på ovenstående figurer) for lasttilfælde 1, LC1.

Nedestående figurer angiver den maksimale aksiale kræft og det tilhørende moment om y- og z-aksen for øverste søjler i felt 7.

Maksimal aksial kraft i søjler:

Moment om svag akse i søjler:

Moment om stærk akse i søjler:



Maksimal aksial kræft i 1 søjle:

$$N_{Ed,g,1} := 5505 \text{ kN}$$

Aksial kræft i 2 søjler:

$$N_{Ed,g,2} := 3573 \text{ kN} + N_{Ed,g,1} = 9078 \text{ kN}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Moment i søjle med størst aksial kræft:

Moment i langsgående
retning:

$$M_{Ed,z.1} := 409.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i tværgående
retning:

$$M_{Ed,y.1} := 1336 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i de 2 sidestående søjler med størst aksial kræft:

Moment i langsgående
retning:

$$M_{Ed,z.2} := M_{Ed,z.1} + 3.464 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} = 413.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i tværgående
retning:

$$M_{Ed,y.2} := M_{Ed,y.1} - 331.7 \text{ kN} \cdot \text{m} + (N_{Ed,g.2} - N_{Ed,g.1}) \cdot \frac{c_1 + a_s}{2} = 4220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Armeringsgrad i langsgående
retning i oversiden:

$$\rho_{lz} := \frac{A_s(\phi_{l.o.s}, S_{l.o.s})}{d(t_{\max.broplade}, \phi_{l.o.s})} = 0.63\%$$

Armeringsgrad i tværgående
retning i oversiden:

$$\rho_{ly} := \frac{A_s(\phi_{t.o.s}, S_{t.o.s})}{d(t_{\max.broplade}, \phi_{t.o.s})} = 0.56\%$$

Resulterende armeringsgrad
for gennemlokning:

$$\rho_{l.g} := \sqrt{\rho_{lz} \cdot \rho_{ly}} = 0.59\%$$

Gennemlokningsspændingskapacitet:

$$\tau_{Rd.c.g} := \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k_l(t_{\max.broplade}, \phi_{l.o.s}) \cdot (100 \cdot \rho_{l.g} \cdot f_{ck} \cdot \text{MPa}^2)^{\frac{1}{3}} = 0.55 \text{ MPa}$$

Minimums gennemlokningsspændingskapacitet:

$$\tau_{Rd.c.g.min} := \tau_{Rd.c.min}(t_{\max.broplade}, \phi_{l.o.s}) = 0.24 \text{ MPa}$$

Resulterende gennemlokningsspændingskapacitet:

$$\tau_{Rd.g} := \max(\tau_{Rd.c.g}, \tau_{Rd.c.g.min}) = 0.55 \text{ MPa}$$

Kontrolperimeter for 1 søjle:

$$u_1 := 2 \cdot (c_1 + c_2) + \pi \cdot 4 \cdot d(t_{\max.broplade}, \phi_{l.o.s}) = 15.42 \text{ m}$$

Kontrolperimeter for 2 søjler:

$$u_2 := 2 \cdot (c_{1.2} + c_2) + \pi \cdot 4 \cdot d(t_{\max.broplade}, \phi_{l.o.s}) = 19.02 \text{ m}$$

Excentricitet i langsgående
retning:

$$e_{z.1} := \frac{M_{Ed,z.1}}{N_{Ed,g.1}} = 7.44 \text{ cm}$$

Excentricitet i tværretning:

$$e_{y.1} := \frac{M_{Ed,y.1}}{N_{Ed,g.1}} = 24.27 \text{ cm}$$

Faktor for excentrisk belastning
om 2 akser (6.43) i [1]:

$$\beta_{g.1} := 1 + 1.8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_{y.1}}{c_1}\right)^2 + \left(\frac{e_{z.1}}{c_2}\right)^2} = 1.43$$

Forskydningsspænding:

$$\tau_{Ed.g.1} := \beta_{g.1} \cdot \frac{N_{Ed,g.1}}{u_1 \cdot d(t_{\max.broplade}, \phi_{l.o.s})} = 0.54 \text{ MPa}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Da momentet om søjlernes stærke akse for begge søjler er 10 gange større end momentet om søjlernes svage akse, ignoreres indflydelsen af momentet om søjlernes svage akse.

$$W_{1.2} := \frac{c_{1.2}^2}{2} + c_{1.2} \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d \left(t_{\max. \text{broplade}, \phi_{l.o.s}} \right) + 16 \cdot d \left(t_{\max. \text{broplade}, \phi_{l.o.s}} \right)^2 = 40.46 \text{ m}^2$$

$$+ 2 \cdot \pi \cdot d \left(t_{\max. \text{broplade}, \phi_{l.o.s}} \right) \cdot c_{1.2}$$

$$\frac{c_{1.2}}{c_2} = 5 \quad \text{Iht. tabel 6.1 bliver k da:} \quad k_2 := 0.8$$

Faktor for excentrisk belastning om 1 akse (6.39) i [1]:

$$\beta_{g.2} := 1 + k_2 \cdot \frac{M_{\text{Ed.y.2}}}{N_{\text{Ed.g.2}}} \cdot \frac{u_2}{W_{1.2}} = 1.17$$

Forskydningsspænding:

$$\tau_{\text{Ed.g.2}} := \beta_{g.2} \cdot \frac{N_{\text{Ed.g.2}}}{u_2 \cdot d \left(t_{\max. \text{broplade}, \phi_{l.o.s}} \right)} = 0.6 \text{ MPa}$$

Udnyttelse af gennemlokningskapacitet ved 1 søjle:

$$\mu_{g.1} := \frac{\tau_{\text{Ed.g.1}}}{\tau_{\text{Rd.g}}} = 98.7\%$$

Udnyttelse af gennemlokningskapacitet ved 2 søjler:

$$\mu_{g.2} := \frac{\tau_{\text{Ed.g.2}}}{\tau_{\text{Rd.g}}} = 108.6\%$$

Da ovenstående medfører en overudnyttelse undersøges det hvilke områder i bropladen ved søjlerne der er overudnyttet i gennemlokning. Da armeringen i bropladen over søjlerne er identisk over alle søjler og de største momenter i bropladen fremkommer for de pågældende søjler eftervist af ovenstående iht. contour plot i afsnit 4, skales den samlede aksiale søjlekræft til udnyttelse på 100%.

Maksimal aksial søjlekræft i søjlepar:

$$N_{\text{Ed.max.2søjler}} := \frac{N_{\text{Ed.g.2}}}{\mu_{g.2}} = 8356.78 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.B1}} := (4205 + 4076) \cdot \text{kN} = 8281 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.B2}} := (3457 + 4660) \cdot \text{kN} = 8117 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.C1}} := (3580 + 3941) \cdot \text{kN} = 7521 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.C2}} := (3184 + 4439) \cdot \text{kN} = 7623 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.D1}} := (3671 + 4011) \cdot \text{kN} = 7682 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.D2}} := (3308 + 4513) \cdot \text{kN} = 7821 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.E1}} := (3861 + 3915) \cdot \text{kN} = 7776 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.E2}} := (3327 + 4622) \cdot \text{kN} = 7949 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.F1}} := (4062 + 3729) \cdot \text{kN} = 7791 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Ed.max.F2}} := (3334 + 4851) \cdot \text{kN} = 8185 \text{ kN}$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

$$N_{Ed,max,G1} := (5505 + 3573) \cdot \text{kN} = 9078 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,max,G2} := (3298 + 5372) \cdot \text{kN} = 8670 \text{ kN}$$

AF ovenstående ses det at det kun er søjlepar nederst i understøtningslinje G (svarende til G2 iht. ovenstående som overstiger gennemlokningskapaciteten af bropladen og bæreevnen af disse eftervises der kuni det efterfølgende.

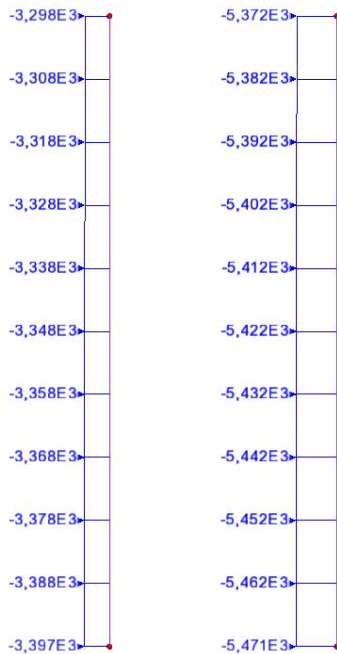
Maksimal aksial kraft i søjler:

Moment om svag akse i søjler:

Moment om stærk akse i søjler:

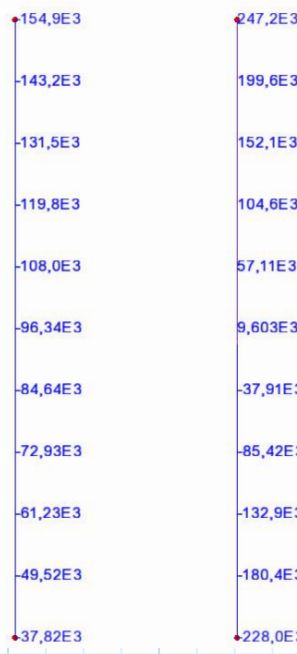
Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 25,6675
Eye: (-1,0; 0,0; 0,0)
Combining on: Fx
LC3-Load Group A (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: kN)
Diagram maximum -3,29846E3 at node 3382 of element 13739
Diagram minimum -5,47145E3 at node 51120 of element 13738
Diagram scale: 1: 1,82767E-3



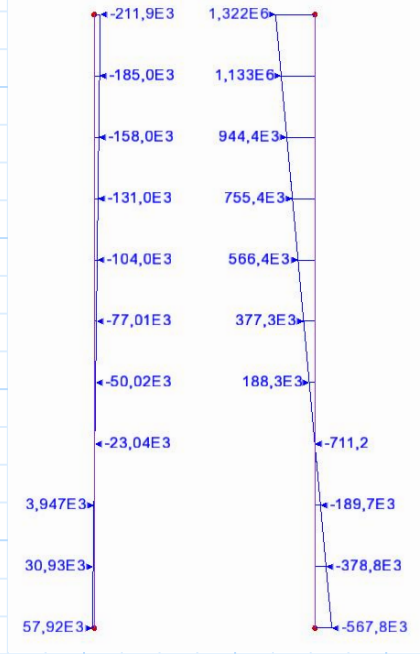
Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 25,6675
Eye: (-1,0; 0,0; 0,0)
Combining on: Fx
LC3-Load Group A (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: kN mm)
Diagram maximum 247,16E3 at node 3418 of element 13729
Diagram minimum -227,953E3 at node 51120 of element 13738
Diagram scale: 1: 40,4597E-6



Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 25,6675
Eye: (-1,0; 0,0; 0,0)
Combining on: Fx
LC3-Load Group A (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Mz (Units: kN mm)
Diagram maximum 1,32247E6 at node 3418 of element 13729
Diagram minimum -567,79E3 at node 51120 of element 13738
Diagram scale: 1: 7,56159E-6



Moment i langsgående
retning:

$$M_{Ed,z,G2} := -154.9 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} + 247.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} = 92.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment i tværgående retning:

$$M_{Ed,y,G2} := -211.9 \text{ kN} \cdot \text{m} + 1322 \text{ kN} \cdot \text{m} + (5371 \text{ kN} - 3298 \cdot \text{kN}) \cdot \frac{c_1 + a_s}{2} = 2975.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Faktor for excentrisk belastning
om 1 akse (6.39) i [1]:

$$\beta_{G2} := 1 + k_2 \cdot \frac{M_{Ed,y,G2}}{N_{Ed,max,G2}} \cdot \frac{u_2}{W_{1,2}} = 1.13$$

Forskydningsspænding:

$$\tau_{Ed,G2} := \beta_{G2} \cdot \frac{N_{Ed,max,G2}}{u_2 \cdot d \left(t_{max,broplade}, \phi_{l.o.s} \right)} = 0.55 \text{ MPa}$$

Udnyttelse af
gennemlokningskapacitet ved 2 søjler:

$$\mu_{G2} := \frac{\tau_{Ed,G2}}{\tau_{Rd,g}} = 99.7\%$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Da ovenstående medfører tilstrækkelig gennemlokningskapacitet er gennemlokningskapaciteten i bropladen kun overskredet for øverste søjlepar i understøtningslinje G.

7 - Kapacitet af understøttende søjler

De understøttende søjler antages simpel understøttet ved underside FUK/overside understøttende pæle og indspændt ved brodækket pga. sammenstøbningen. 2. ordenseffekter undersøges for den maksimale aksiale kræft i søjlerne fastlagt i forgående afsnit.

Effektiv søjlelængde, Figur 5.7 i [1]:

$$l_{0,s} := 0.7 \cdot l_s$$

Arealet af søjler:

$$A_c := b_s \cdot t_s = 0.72 \text{ m}^2$$

Tværsnitsareal ø26 armering:

$$A_{s,\phi 26} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{l,s}^2 = 530.93 \text{ mm}^2$$

Antal langsgående armering i søjle:

$$n_{s,l} := 32$$

Total tværsnitsareal langsgående armering:

$$A_{s,\text{total}} := A_{s,\phi 26} \cdot n_{s,l} = 0.02 \text{ m}^2$$

Inertimoment af søjle, svag akse:

$$I_{c,x} := \frac{1}{12} \cdot b_s \cdot t_s^3 = 0.02 \text{ m}^4$$

Inertiradius af søjlen:

$$i_{s,x} := \sqrt{\frac{I_{c,x}}{A_c}} = 0.17 \text{ m}$$

Slankhedsgrad for søjlen:

$$\lambda_{s,x} := \frac{l_{0,s}}{i_{s,x}} = 24.9$$

Faktor A (konservativt antaget):

$$A_{s,x} := 0.7$$

Armeringsgrad i søjlen:

$$\omega_s := \frac{A_{s,\text{total}} \cdot f_{yd,s}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0.41$$

Factor B:

$$B_s := \sqrt{1 + 2 \cdot \omega_s} = 1.35$$

Momentforhold mellem moment ved understøtningen i bunden og momentet i toppen:

$$r_m := \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{M_{\text{Ed},y,1}} = 0$$

Factor C :

$$C_s := 1.7 - r_m = 1.7$$

Slankhedsgrænse for søjle:

$$\lambda_{\text{lim},x} := 20 \cdot A_{s,x} \cdot B_s \cdot C_s \cdot \sqrt{\frac{A_c \cdot f_{cd}}{N_{\text{Ed},g,1}}} = 54.45$$

Da $\lambda_s < \lambda_{\text{lim}}$, ignoreres indflydelsen af 2.-ordens-effekter på søjlens bæreevne.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

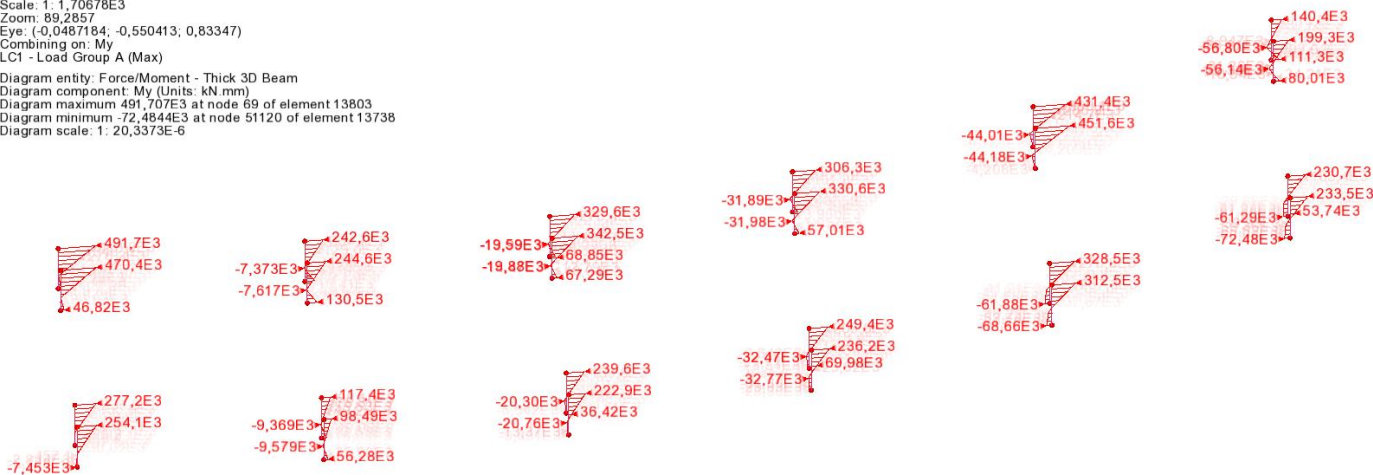
UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

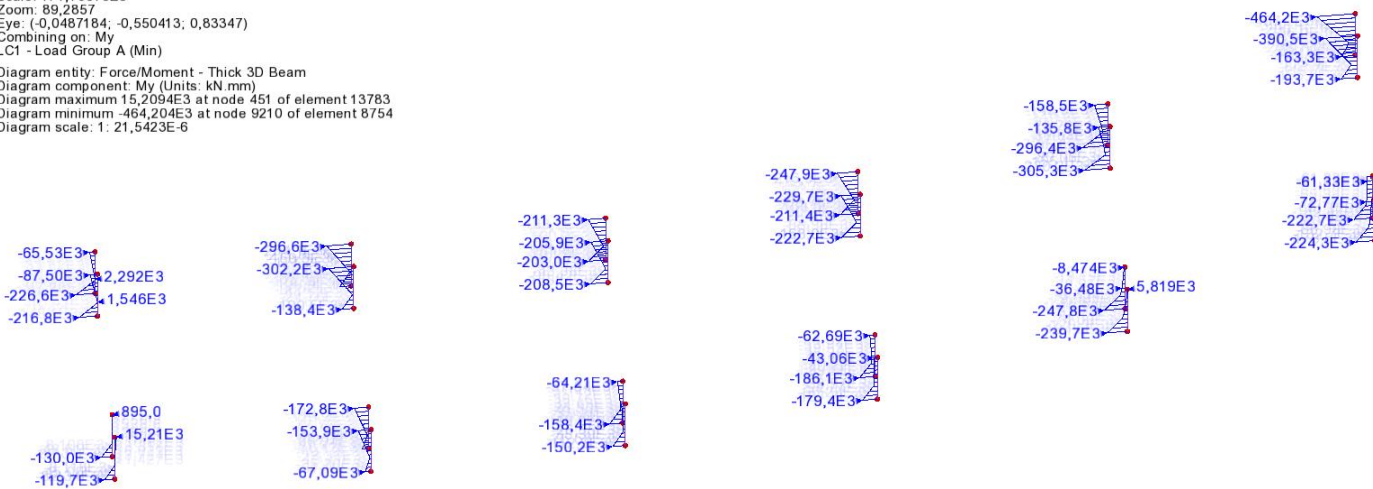
GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Da 2. ordenseffekter ikke har indflydelse på søjlens bæreevne, eftervises søjlen for det maksimale moment i søjlen i begge retninger. Nedenstående figurer angiver envelopes for det maksimale og minimale moment i y- og z-retningen for lasttilfælde 1. Bemærk, lasttilfælde 1 betragtes kun, da dette medfører det maksimale moment i bropladen, og dermed også i søjlen.

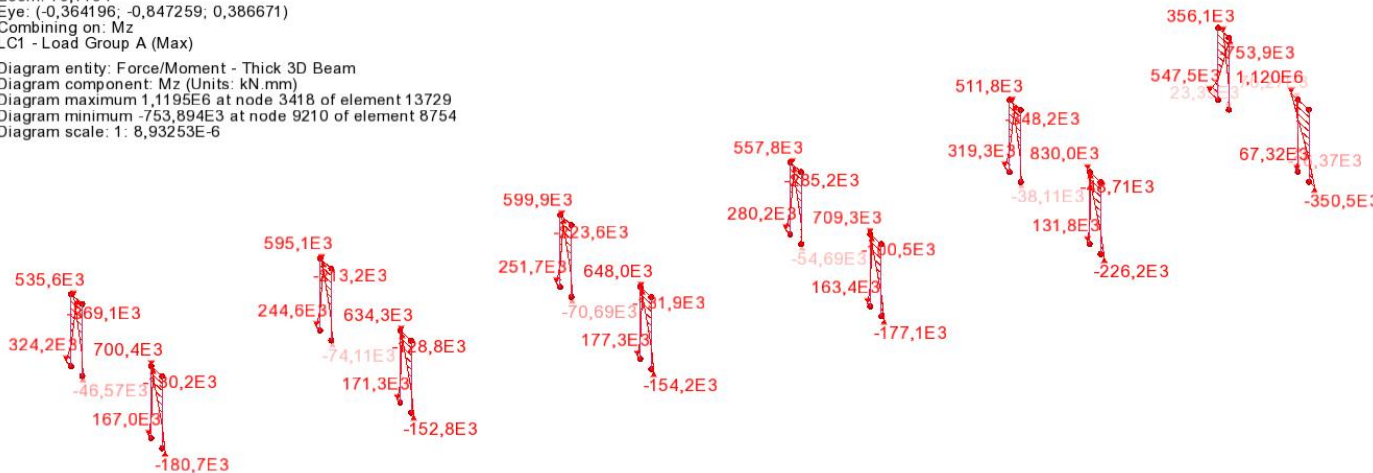
Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 89,2857
Eye: (-0,0487184; -0,550413; 0,83347)
Combining on: My
LC1 - Load Group A (Max)
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: kN.mm)
Diagram maximum 491,707E3 at node 69 of element 13803
Diagram minimum -72,484E3 at node 51120 of element 13738
Diagram scale: 1: 20,3373E-6



Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 89,2857
Eye: (-0,0487184; -0,550413; 0,83347)
Combining on: My
LC1 - Load Group A (Min)
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: My (Units: kN.mm)
Diagram maximum 15,2094E3 at node 451 of element 13783
Diagram minimum -464,204E3 at node 9210 of element 8754
Diagram scale: 1: 21,5423E-6



Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 79,7194
Eye: (-0,364196; -0,847259; 0,386671)
Combining on: Mz
LC1 - Load Group A (Max)
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Mz (Units: kN.mm)
Diagram maximum 1,1195E6 at node 3418 of element 13729
Diagram minimum -753,894E3 at node 9210 of element 8754
Diagram scale: 1: 8,93253E-6



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

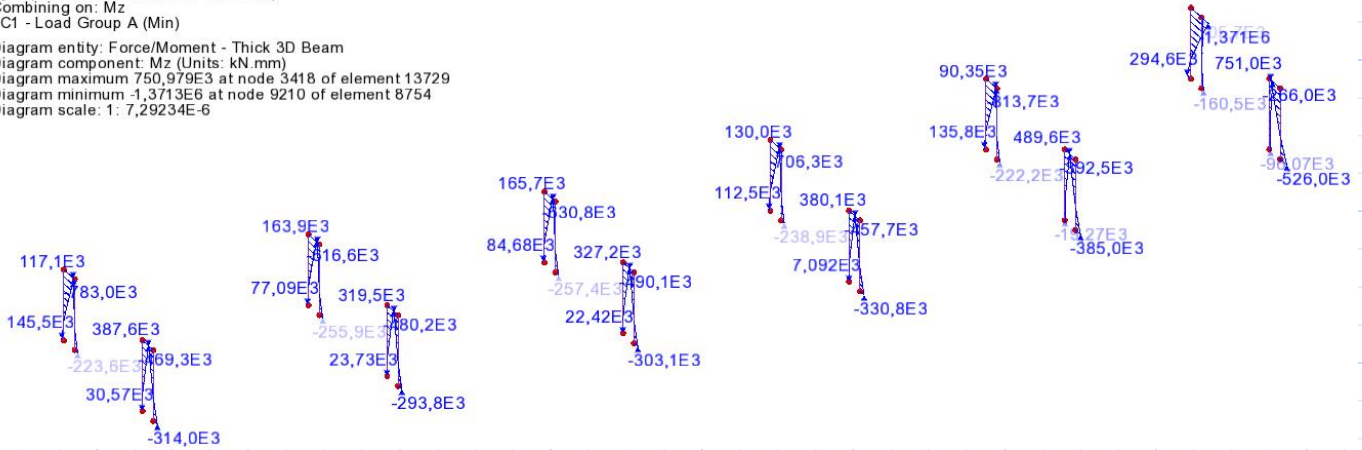
Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 79,7194
Eye: (-0,364196; -0,847259; 0,386671)
Combining on: Mz
LC1 - Load Group A (Min)
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Mz (Units: kN.mm)
Diagram maximum 750,979E3 at node 3418 of element 13729
Diagram minimum -1,3713E6 at node 9210 of element 8754
Diagram scale: 1: 7,29234E-6



Af ovenstående figurer ses fremgår det at det største moment om hhv. y- og z-aksen haves i øverste søjler i felt 7(højre side på ovenstående figurer) for lasttilfælde 1, LC1.

Maksimalt moment i
langsgående retning:

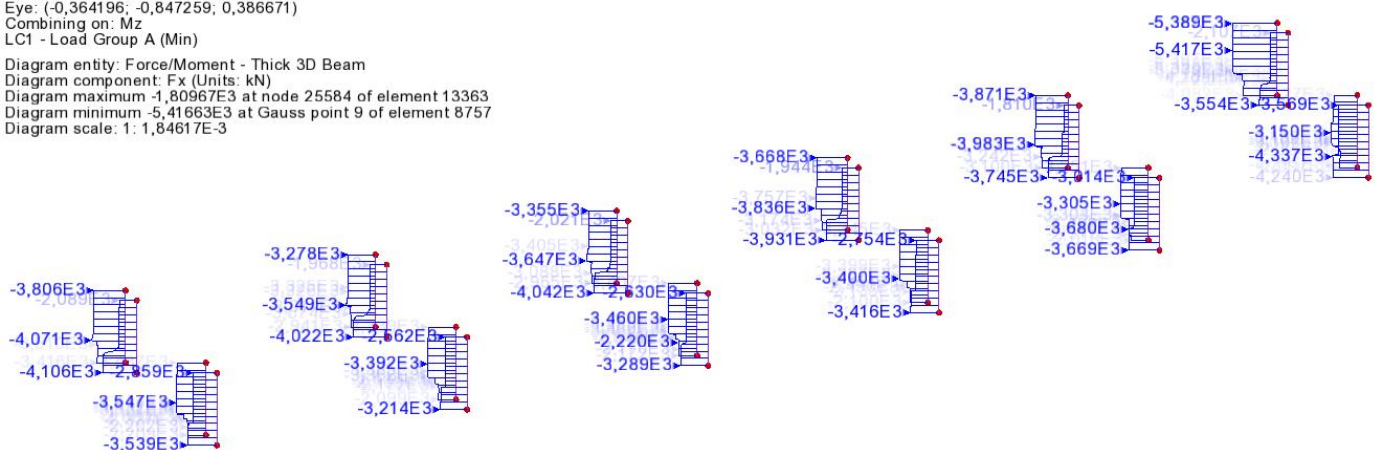
$$M_{Ed.z.max} := 491 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt moment i
tværgående retning:

$$M_{Ed.y.max} := 1371 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nedenstående figur angiver den tilhørende aksiale kraft i søjlen for det maksimale moment om y-aksen.

Scale: 1: 1,70678E3
Zoom: 79,7194
Eye: (-0,364196; -0,847259; 0,386671)
Combining on: Mz
LC1 - Load Group A (Min)
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam
Diagram component: Fx (Units: kN)
Diagram maximum -1,80967E3 at node 25584 of element 13363
Diagram minimum -5,41663E3 at Gauss point 9 of element 8757
Diagram scale: 1: 1,84617E-3



Aksial kræft for maksimalt
moment om z-aksen:

$$N_{Ed.Mz.max} := 5389 \text{ kN}$$

7.1 - Kapacitet af søjle

Aksial kapacitet af søjle:

$$N_{Rd.c} := (A_c - A_{s.total}) \cdot f_{cd} + A_{s.total} \cdot f_{yd.s} = 21922.69 \text{ kN}$$

Udnyttelse af søjlens aksiale
kapacitet:

$$\mu_{N.s} := \frac{N_{Ed.g.1}}{N_{Rd.c}} = 25\%$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

Aktuel spænding i armering som funktion af tøjningen:		$\sigma_s(\epsilon_s) := \begin{cases} \text{if } \epsilon_s \leq -\frac{f_{yd.s}}{E_s} \\ \quad \quad \quad \parallel -f_{yd.s} \\ \text{else if } \epsilon_s \leq \frac{f_{yd.s}}{E_s} \\ \quad \quad \quad \parallel \epsilon_s \cdot E_s \\ \text{else} \\ \quad \quad \quad \parallel f_{yd.s} \end{cases}$
Tøjning i armering afhængigt af trykzonen, x_T , og afstanden fra undersiden af elementet til forspændingsline:		$\epsilon_s(a_{As}, x_T, t) := \frac{\epsilon_{cu3}}{x_T} \cdot (t - a_{As} - x_T)$
Trækresultant fra armering afhængigt af højden af trykzone, svag akse:		$N_{pd.z}(x_{T.z}) := \sum_{j=1}^5 \sigma_s\left(\epsilon_s(a_{As.z_{j-1}}, x_{T.z}, t_s)\right) \cdot n_{sl.z_{j-1}} \cdot A_{s.\phi26}$
Trækresultant fra armering afhængigt af højden af trykzone, stærk akse:		$N_{pd.y}(x_{T.y}) := \sum_{j=1}^{11} \sigma_s\left(\epsilon_s(a_{As.y_{j-1}}, x_{T.y}, b_s)\right) \cdot n_{sl.y_{j-1}} \cdot A_{s.\phi26}$
Trykresultant fra betonen afhængigt af højden af trykzone:		$N_{cd}(x_T, t) := x_T \cdot \lambda_c \cdot f_{cd} \cdot t$
Solve Results Values	$x_{T.z} := 200 \text{ mm}$	
	$N_{cd}(x_{T.z}, b_s) = N_{pd.z}(x_{T.z}) + N_{Ed.Mz.max}$	
	$x_z := \text{Find}(x_{T.z}) = 267 \text{ mm}$	
Solve Results Values	$x_{T.y} := 200 \text{ mm}$	
	$N_{cd}(x_{T.y}, t_s) = N_{pd.y}(x_{T.y}) + N_{Ed.Mz.max}$	
	$x_y := \text{Find}(x_{T.y}) = 549 \text{ mm}$	

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Bæreevne af broplade og søjler

UDFØRT: FAU, 2024-08-16

KONTROLLERET: EGK, 2024-07-24

GODKENT: Martin Fines, 2024-08-27

Spænding i armering, svag akse, hvor træk er positivt.

$$\begin{bmatrix} \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.z_0}, x_z, t_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.z_1}, x_z, t_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.z_2}, x_z, t_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.z_3}, x_z, t_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.z_4}, x_z, t_s)) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 384 \\ 384 \\ 87 \\ -325 \\ -384 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Spænding i armering, stærk akse, hvor træk er positivt.

$$\begin{bmatrix} \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_0}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_1}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_2}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_3}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_4}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_5}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_6}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_7}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_8}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_9}, x_y, b_s)) \\ \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As.y_{10}}, x_y, b_s)) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 384 \\ 384 \\ 384 \\ 345 \\ 205 \\ 65 \\ -74 \\ -214 \\ -353 \\ -384 \\ -384 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

Momentkapacitet pr. armering, svag akse:

$$M_{Rd.z.fun}(a_{As}) := \left(t_s - a_{As} - \frac{x_z \cdot \lambda_c}{2} \right) \cdot \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As}, x_z, t_s)) \cdot A_{s.\phi 26}$$

Momentkapacitet, svag akse:

$$M_{Rd.z} := \sum_{j=1}^5 M_{Rd.z.fun}(a_{As.z_j - 1}) \cdot n_{sl.z_j - 1} + N_{Ed.Mz.max} \cdot \left(\frac{t_s - x_z \cdot \lambda_c}{2} \right) = 2428 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapacitet pr. armering, stærk akse:

$$M_{Rd.y.fun}(a_{As}) := \left(b_s - a_{As} - \frac{x_y \cdot \lambda_c}{2} \right) \cdot \sigma_s(\varepsilon_s(a_{As}, x_y, b_s)) \cdot A_{s.\phi 26}$$

Momentkapacitet, stærk akse:

$$M_{Rd.y} := \sum_{j=1}^{11} M_{Rd.y.fun}(a_{As.y_j - 1}) \cdot n_{sl.y_j - 1} + N_{Ed.Mz.max} \cdot \left(\frac{b_s - x_y \cdot \lambda_c}{2} \right) = 4443 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Udnyttelse af søjlens momentkapacitetsvag akse:

$$\mu_{M.z} := \frac{M_{Ed.z.max}}{M_{Rd.z}} = 20.2\%$$

Udnyttelse af søjlens momentkapacitetsvag akse:

$$\mu_{M.y} := \frac{M_{Ed.y.max}}{M_{Rd.y}} = 30.9\%$$

Da den samlede udnyttelse af bøjningskapaciteten i begge retninger er under 100%, undersøges kombineret bøjning om 2 akser ikke.

BILAG F: RAMBLA ANALYSERESULTATER

Rambøll Bridge Load Assessment		Version number:	1.00
		Date:	01-05-2024
Projekt Name:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru	Projekt no:	1350058841-008
Name:	SV12_100&Bk10_60-Bogglast	Initials:	EGK
Comments:		Controlled by:	
		Approved by:	

General inputs

Vehicle loads:

Standard vehicle typeVehicle AVehicle B

Non standard vehicle	→
Non standard vehicle	→

Safety:

Partial coefficient vehicle APartial coefficient vehicle BDynamic factorConsequence class

γ_{Gj}	1.4		1,30	[-]
γ_{Gj}	1		1,1	[-]
φ	$\phi(L_i)$		1,00	[-]
K_{fi}	1		1	[-]

Analyse attribute:

Default value for meshsize and steps for moving loads [0.1m]

☒ Default

Mesh size	[m]
-----------	-----

Stepsize for moving load		[m]
--------------------------	--	-----

Move vehicles backwards over the bridge

Backwards

Find new bridgeclass for input axelconfigurations

No	
----	--

Bridge geometry:

Bridge spans

7 Spans

Deadload on each span		Span length
1	0 [kN/m]	14 [m]
2	0 [kN/m]	17 [m]
3	0 [kN/m]	17 [m]
4	0 [kN/m]	17 [m]
5	0 [kN/m]	17 [m]
6	0 [kN/m]	17 [m]
7	0 [kN/m]	14 [m]

Select a standard vehicle from menu, or enter axelloads and distances between axles.

[illegible]

Rambøll Bridge Load Assessment

Projekt Name: Grenseveien sykkeltiltak - Bru
 Name: SV12_100&Bk10_60-Bogglast
 Comments:

Version number: 1.00
 Date: 01-05-2024
 Projekt no: 1350058841-008
 Initials: EGK
 Controlled by:
 Approved by:

General outputs:

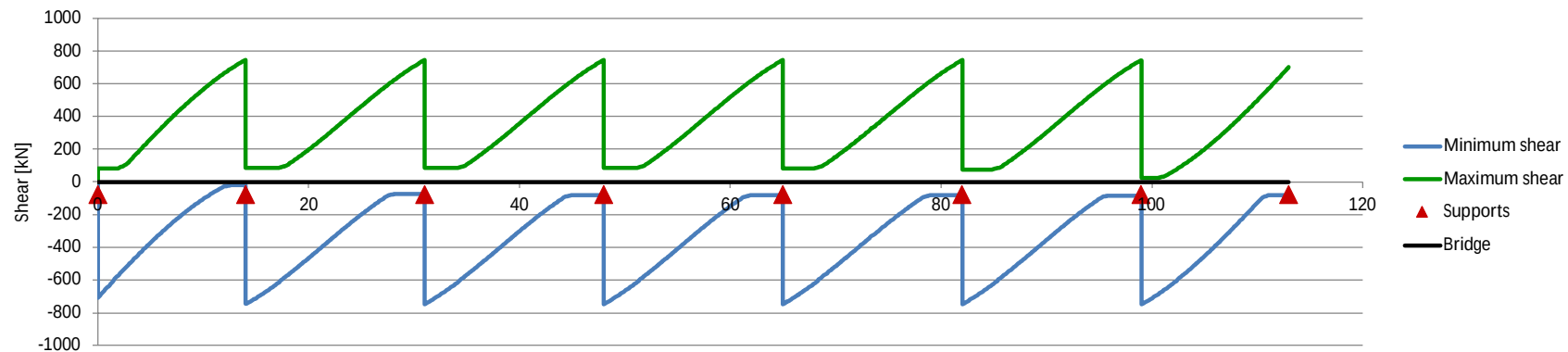
For input vehicles

Max reaction at supports		
Support	Position [m]	[kN]
1	0,0	704,5
2	14,0	781,0
3	31,0	781,0
4	48,0	781,1
5	65,0	781,1
6	82,0	781,0
7	99,0	781,0
8	113,0	703,6

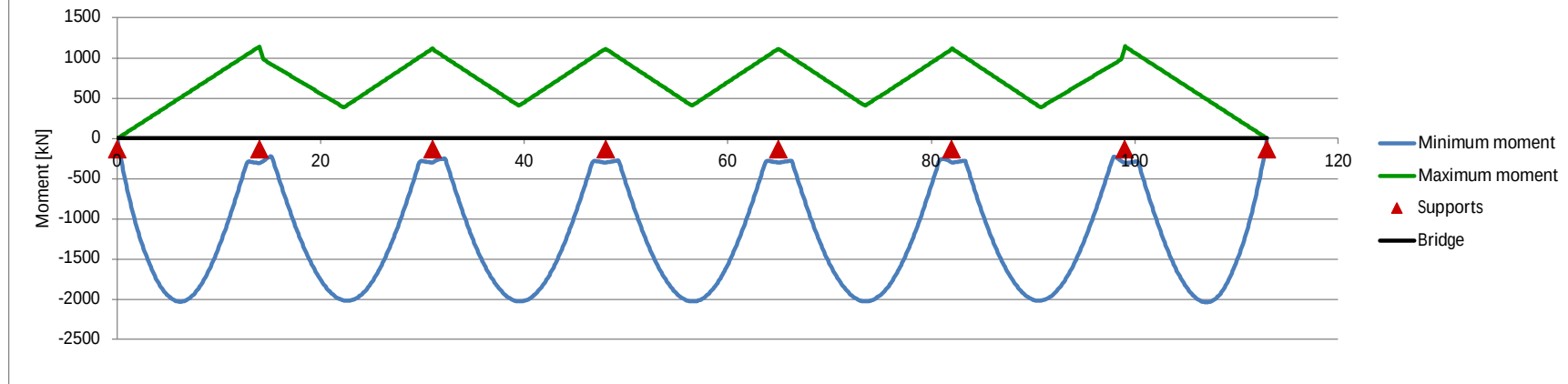
Min and max shear at each span			
Position [m]	Shear [kN]	Position [m]	Shear [kN]
0,0	-704,5	14,0	745,2
14,0	-746,0	31,0	744,4
31,0	-745,4	48,0	744,6
48,0	-745,3	65,0	744,7
65,0	-745,3	82,0	744,7
82,0	-745,0	99,0	745,4
99,0	-745,8	113,0	703,6

Min and max moment at each span			
Position [m]	Moment [kNm]	Position [m]	Moment [kNm]
6,2	-2027,7	14,0	1147,0
22,6	-2016,5	31,0	1120,8
39,6	-2025,3	48,0	1118,9
56,6	-2025,9	65,0	1119,0
73,6	-2025,3	82,0	1120,9
90,5	-2016,4	99,0	1147,0
107,0	-2034,8		

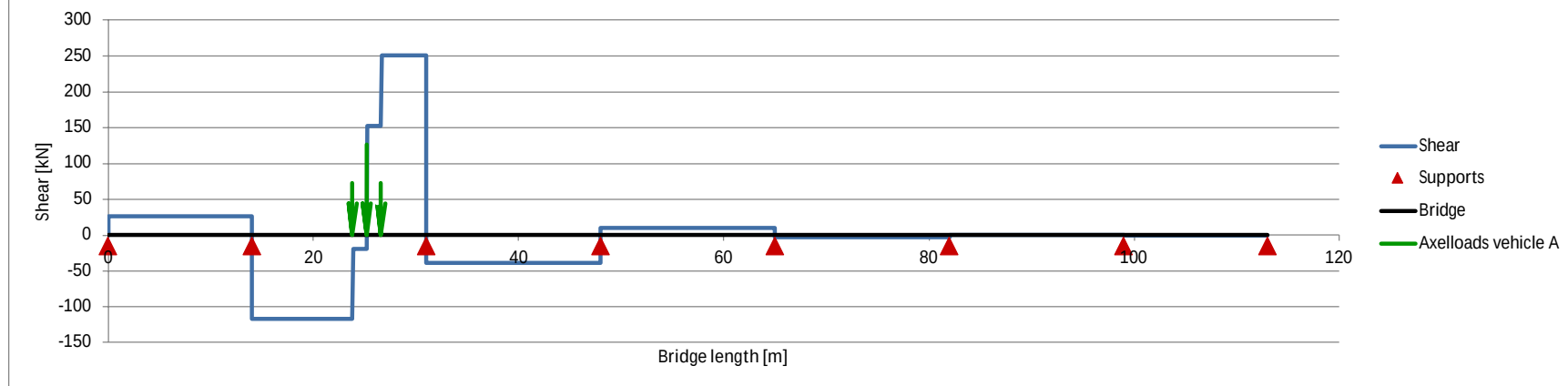
Combined designloads for min- and max shear



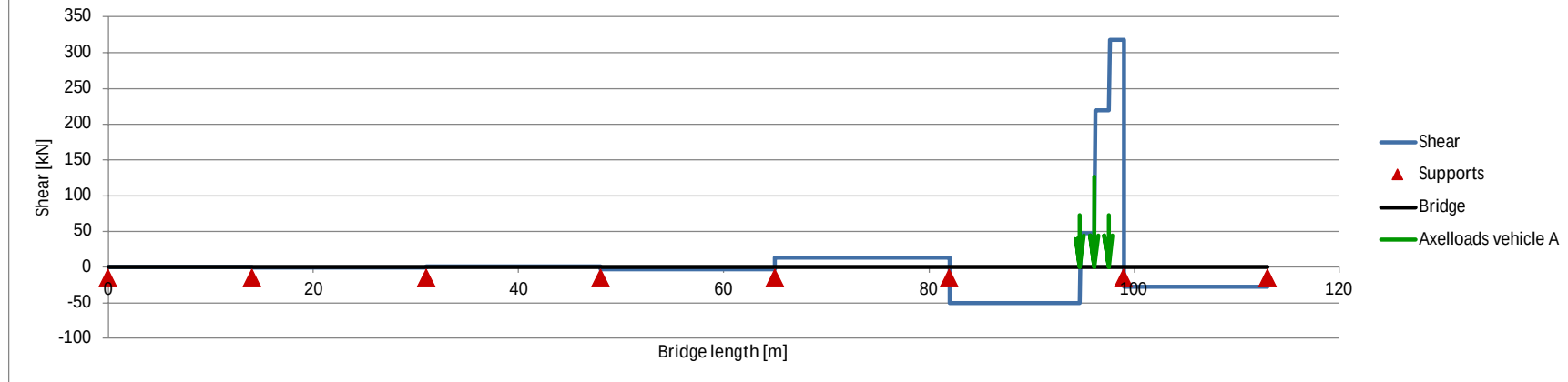
Combined designloads for min- and max moment



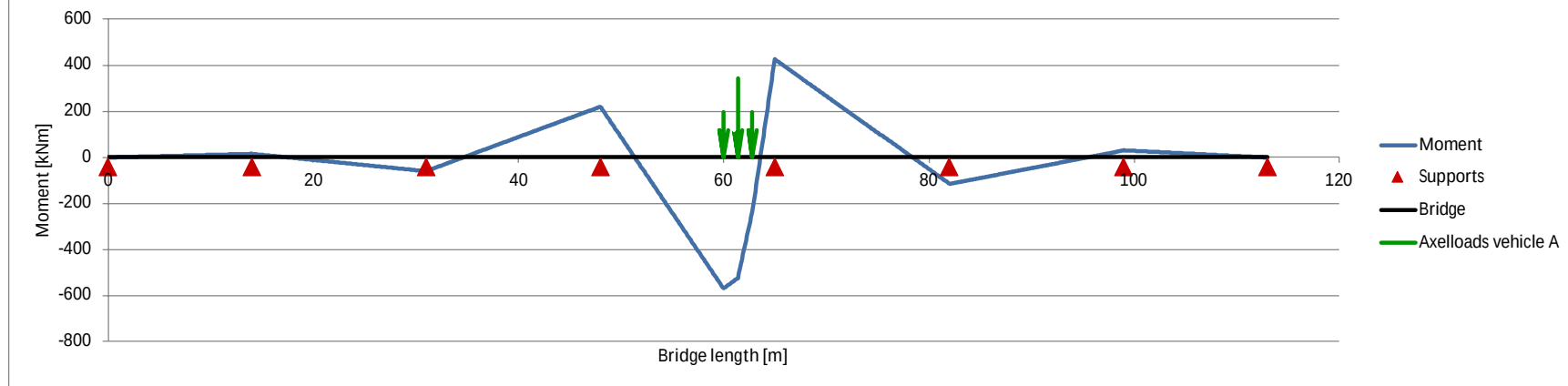
Minimum characteristic shear curve for step 280 for vehicle A



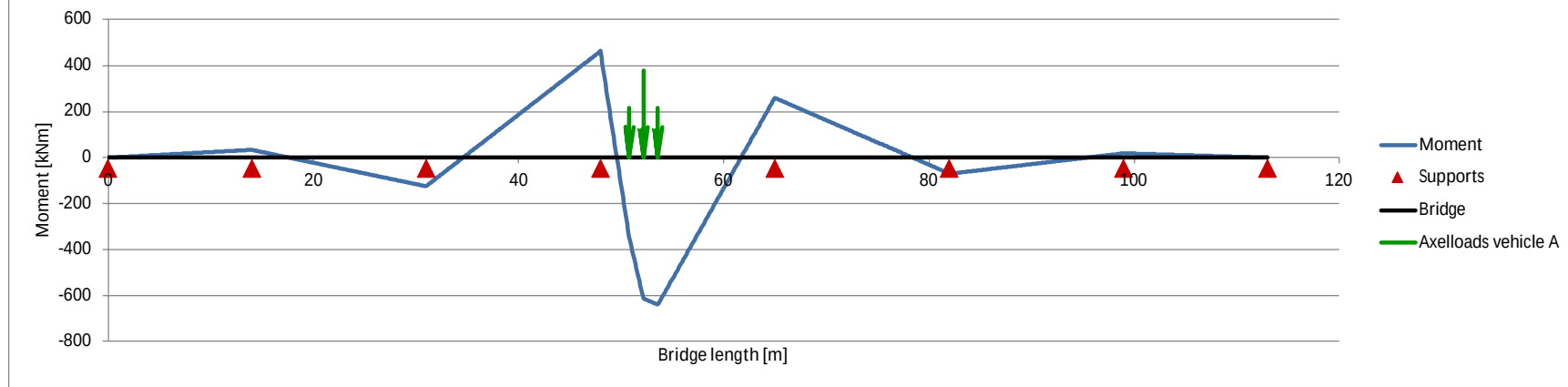
Maximum characteristic shear curve for step 989 for vehicle A



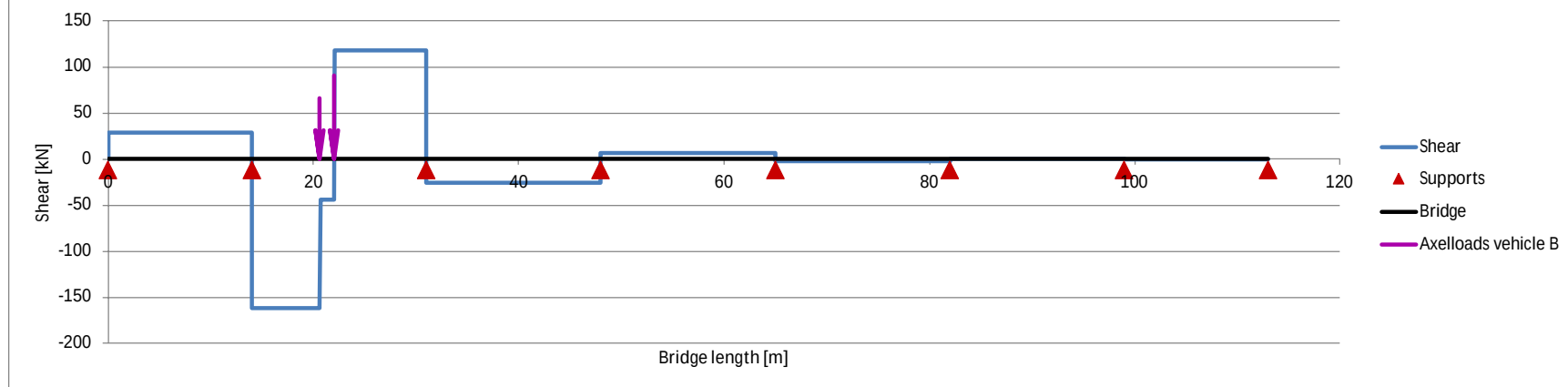
Minimum characteristic moment curve for step 642 for vehicle A



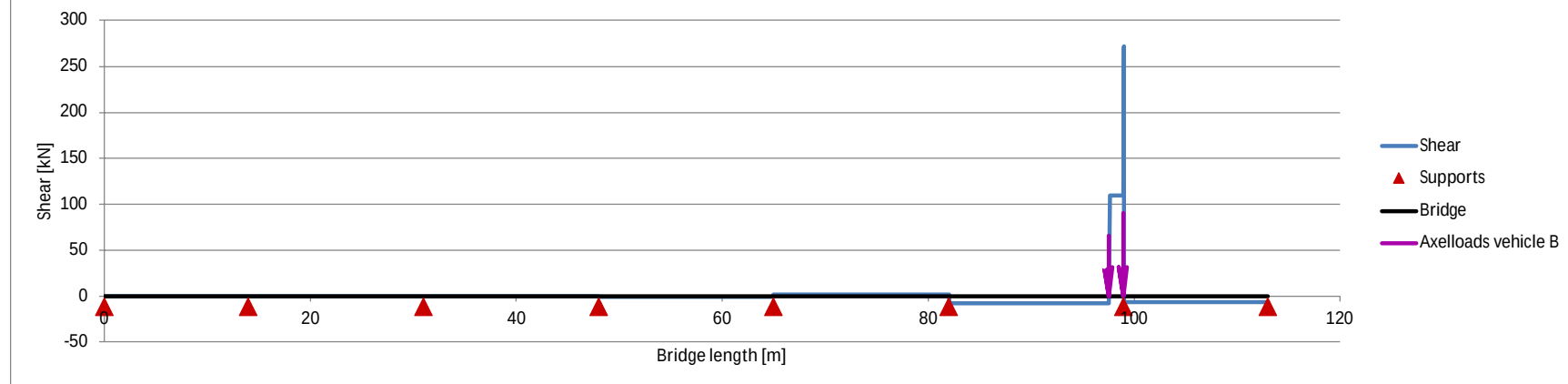
Maximum characteristic moment curve for step 550 for vehicle A



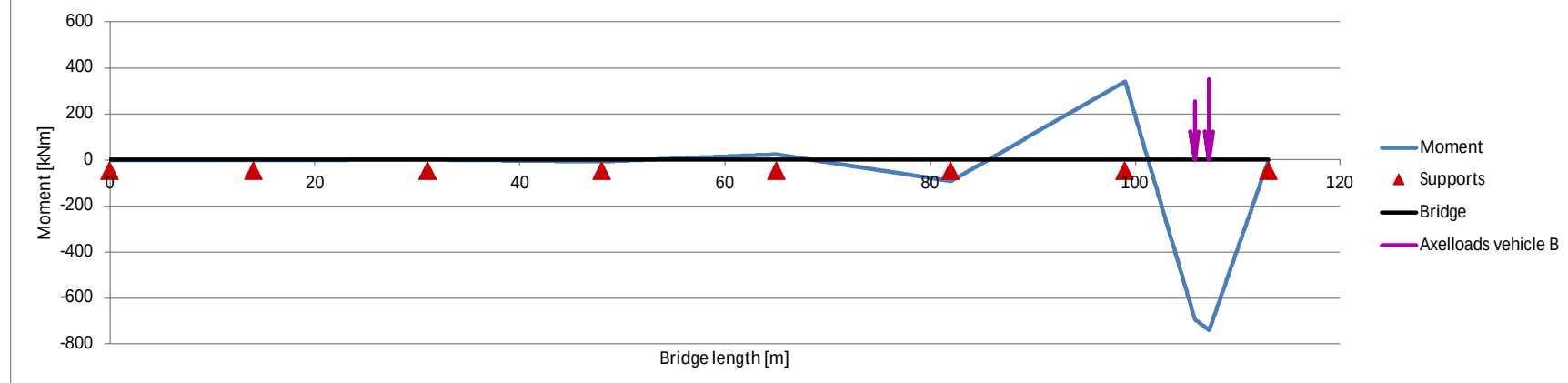
Minimum characteristic shear curve for step 220 for vehicle B



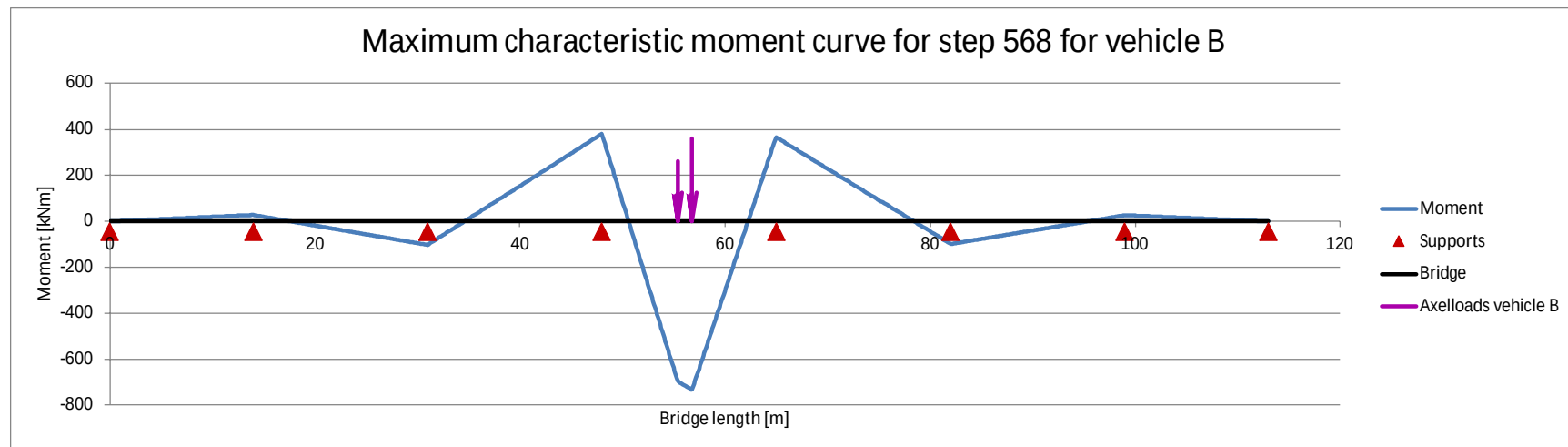
Maximum characteristic shear curve for step 989 for vehicle B



Minimum characteristic moment curve for step 1072 for vehicle B



Maximum characteristic moment curve for step 568 for vehicle B



Rambøll Bridge Load Assessment		Version number:	1.00
		Date:	01-05-2024
Projekt Name:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru	Projekt no:	1350058841-008
Name:	SV12_100&Bk10_60-Kjoretøylast	Initials:	EGK
Comments:		Controlled by:	
		Approved by:	

General inputs

Vehicle loads:

Standard vehicle typeVehicle AVehicle B

Non standard vehicle	→
Non standard vehicle	→

Safety:

Partial coefficient vehicle APartial coefficient vehicle BDynamic factorConsequence class

γ_{Gj}	1.4		1,30	[-]
γ_{Gj}	1		1,1	[-]
ϕ	$\phi(L_i)$		1,00	[-]
K_{fi}	1		1	[-]

Analyse attribute:

Default value for meshsize and steps for moving loads [0.1m]

☒ Default

Mesh size	[m]
-----------	-----

Stepsize for moving load		[m]
--------------------------	--	-----

Move vehicles backwards over the bridge

Backwards

Find new bridgeclass for input axelconfigurations

No	
----	--

Bridge geometry:

Bridge spans

7 Spans

Deadload on each span		Span length
1	0 [kN/m]	14 [m]
2	0 [kN/m]	17 [m]
3	0 [kN/m]	17 [m]
4	0 [kN/m]	17 [m]
5	0 [kN/m]	17 [m]
6	0 [kN/m]	17 [m]
7	0 [kN/m]	14 [m]

Select a standard vehicle from menu, or enter axelloads and distances between axles.

[illegible]

Rambøll Bridge Load Assessment

Projekt Name:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru	Version number:	1.00
Name:	SV12_100&Bk10_60-Kjøretøylast	Date:	01-05-2024
Comments:		Projekt no:	1350058841-008
		Initials:	EGK
		Controlled by:	
		Approved by:	

General outputs:

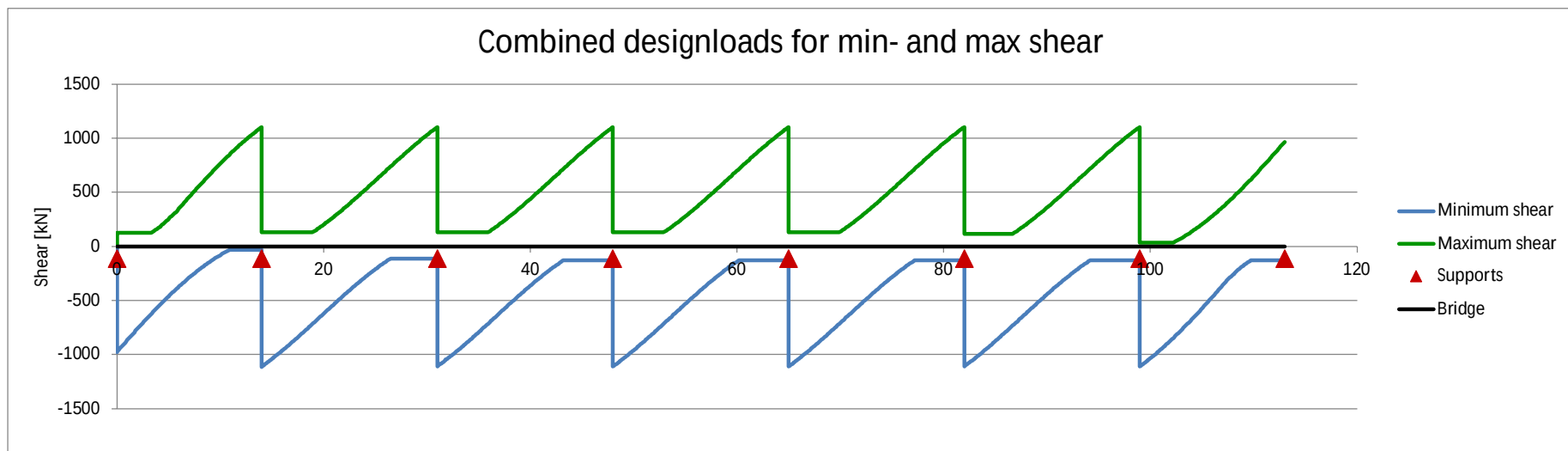
For input vehicles

Max reaction at supports		
Support	Position [m]	[kN]
1	0,0	977,3
2	14,0	1256,6
3	31,0	1256,9
4	48,0	1257,1
5	65,0	1257,1
6	82,0	1256,9
7	99,0	1256,6
8	113,0	966,2

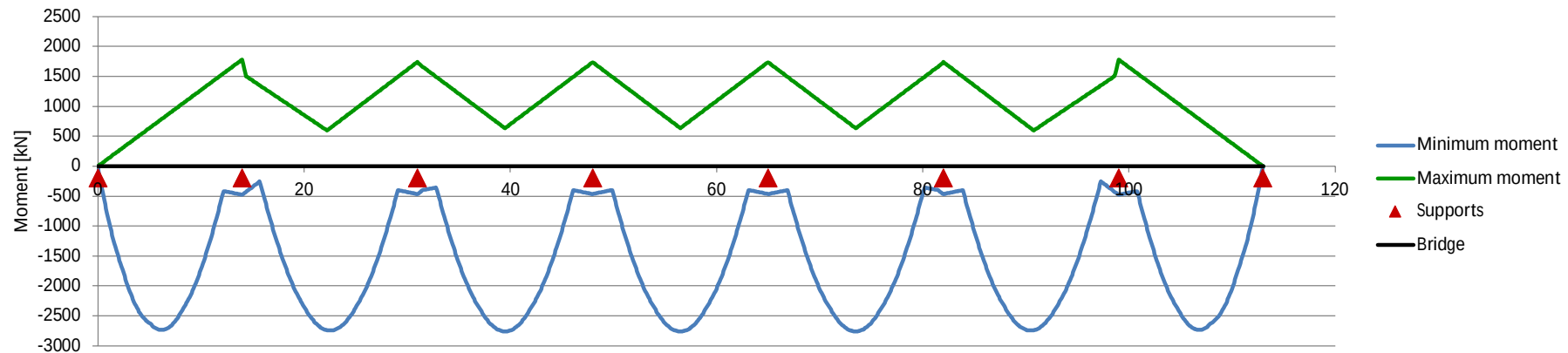
Min and max shear at each span			
Position [m]	Shear [kN]	Position [m]	Shear [kN]
0,0	-977,3	14,0	1102,5
14,0	-1112,4	31,0	1102,2
31,0	-1110,5	48,0	1103,3
48,0	-1110,3	65,0	1103,4
65,0	-1110,2	82,0	1103,6
82,0	-1109,2	99,0	1105,6
99,0	-1109,6	113,0	966,2

Min and max moment at each span			
Position [m]	Moment [kNm]	Position [m]	Moment [kNm]
6,2	-2735,5	14,0	1781,1
22,5	-2745,4	31,0	1740,5
39,5	-2759,5	48,0	1737,6
56,5	-2760,4	65,0	1737,6
73,5	-2759,5	82,0	1740,5
90,5	-2745,4	99,0	1781,1
106,8	-2735,5		

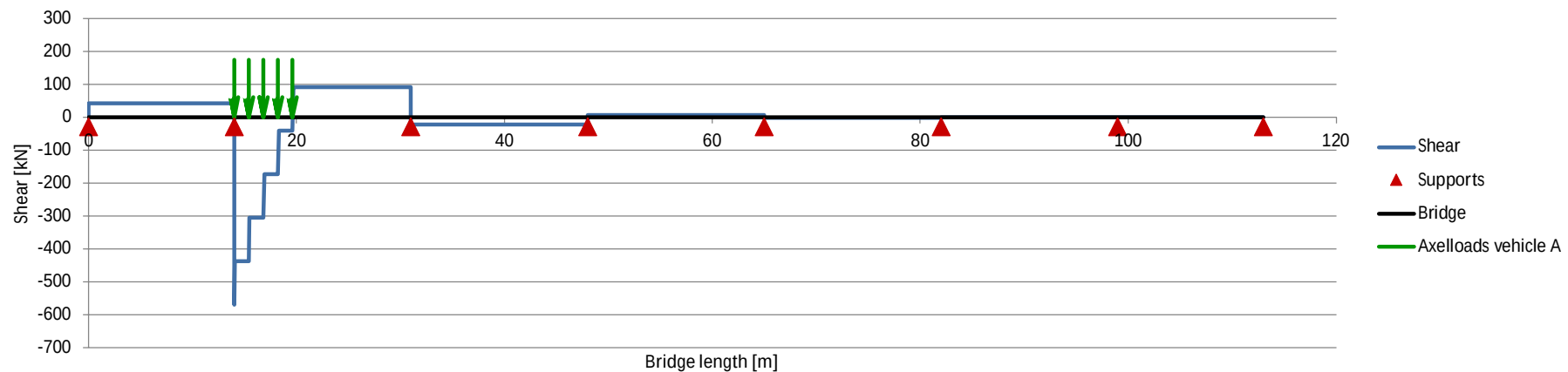
Combined designloads for min- and max shear



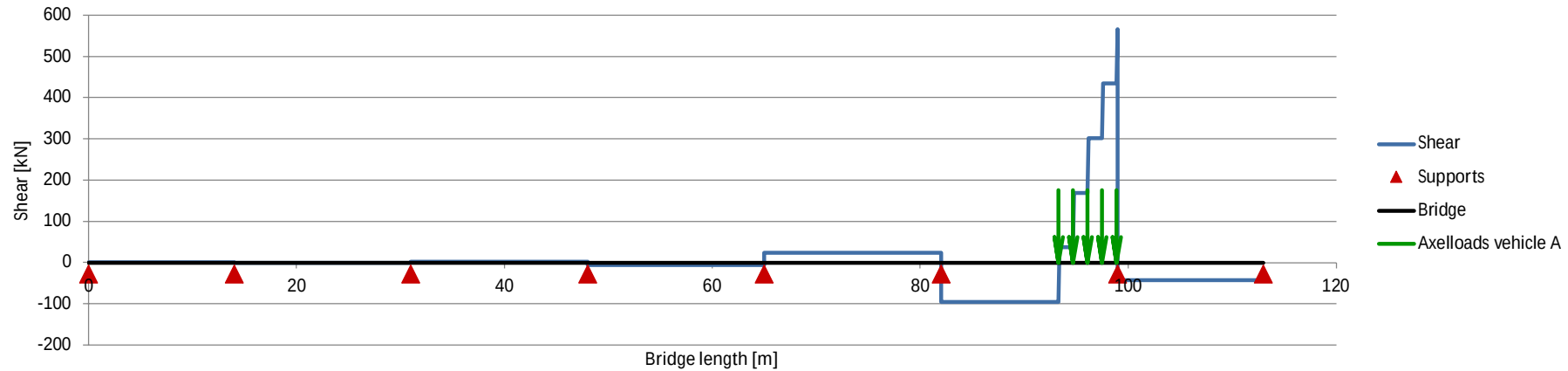
Combined designloads for min- and max moment



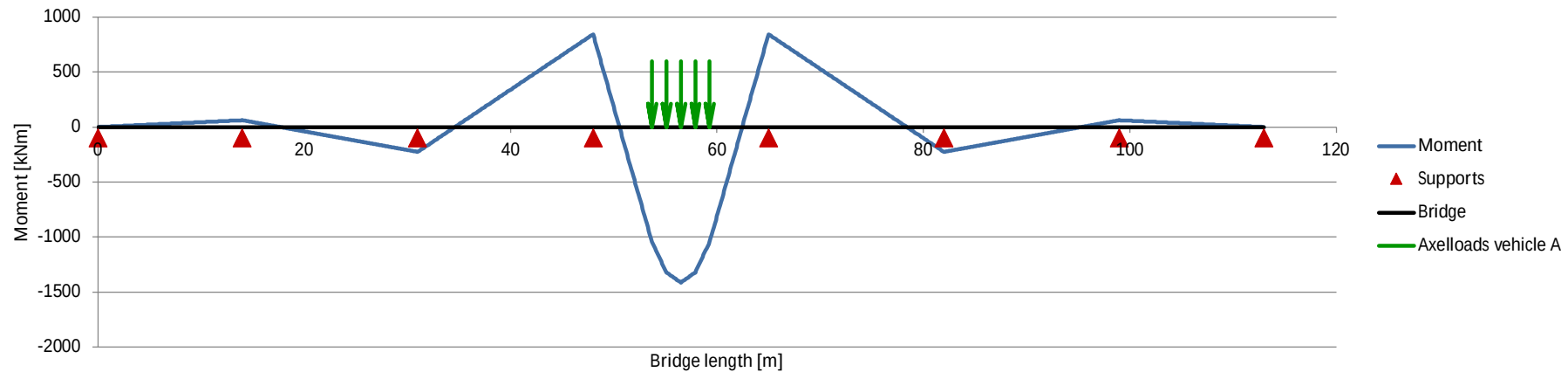
Minimum characteristic shear curve for step 196 for vehicle A



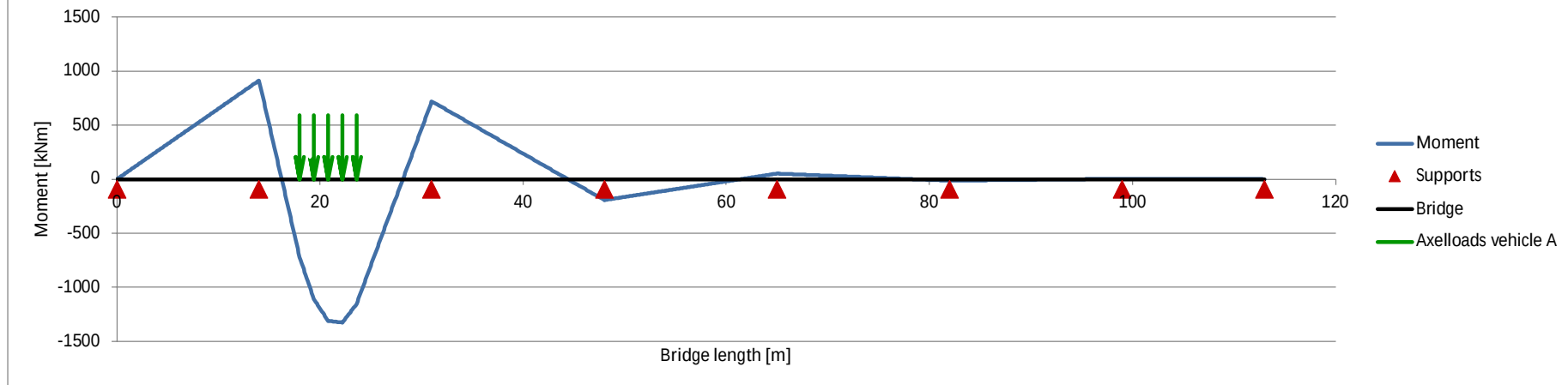
Maximum characteristic shear curve for step 989 for vehicle A



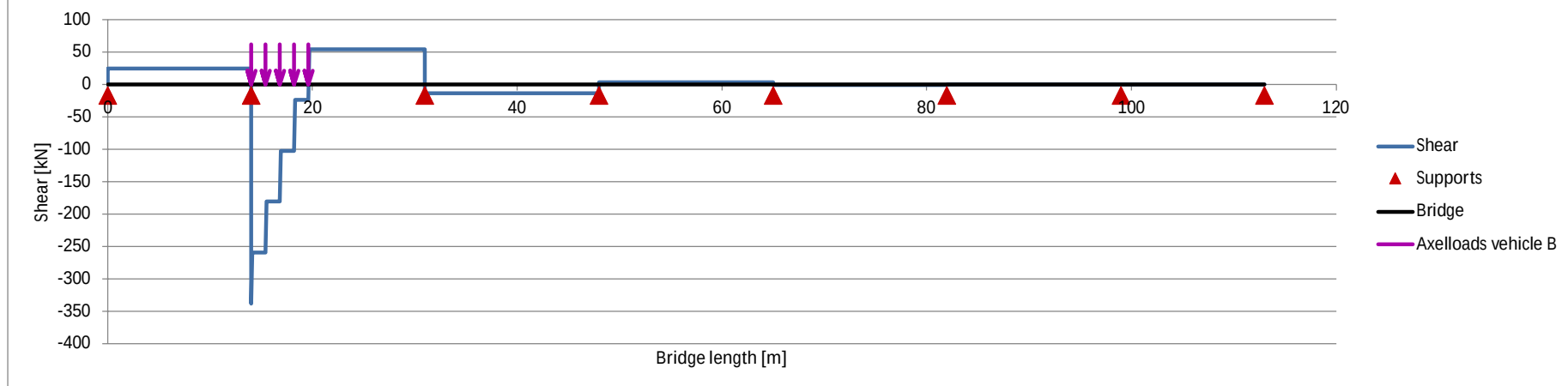
Minimum characteristic moment curve for step 593 for vehicle A



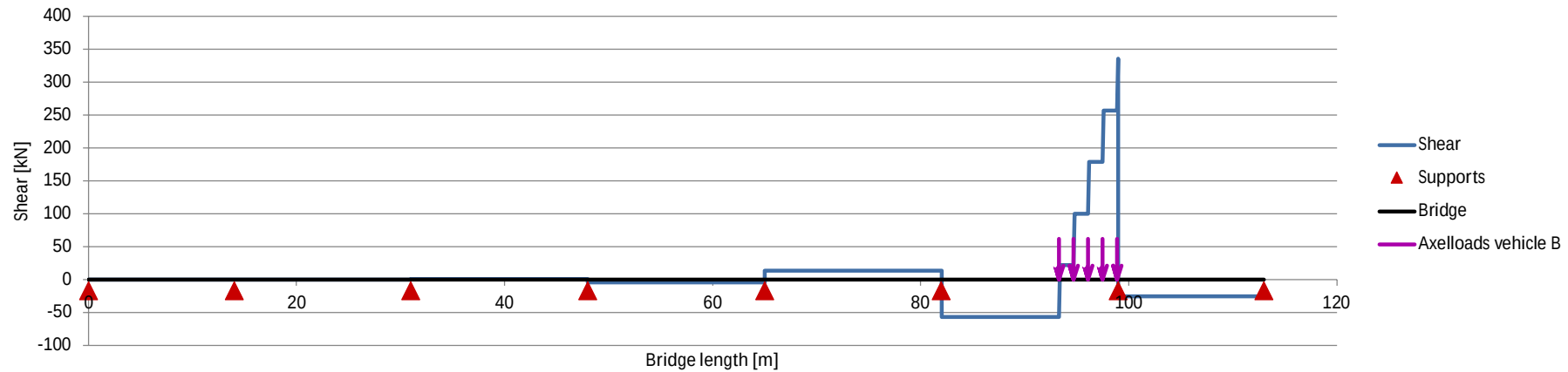
Maximum characteristic moment curve for step 236 for vehicle A



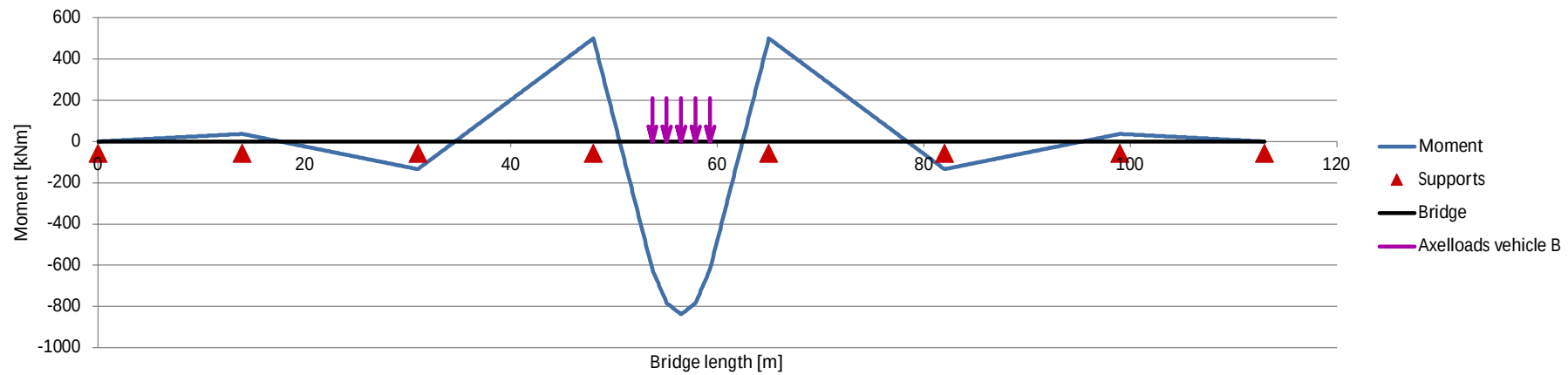
Minimum characteristic shear curve for step 196 for vehicle B

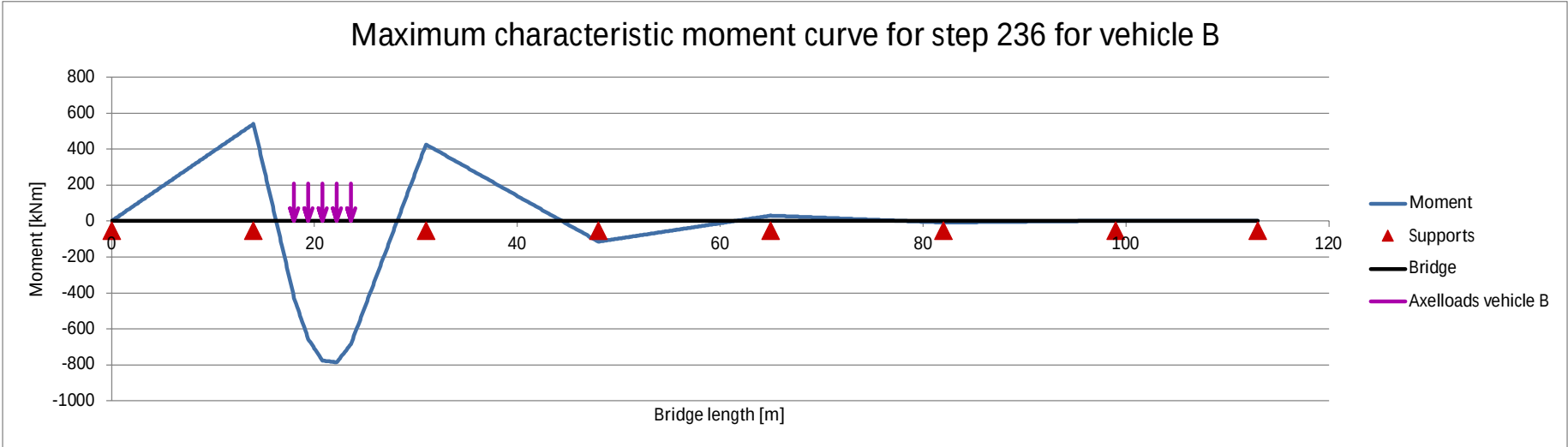


Maximum characteristic shear curve for step 989 for vehicle B



Minimum characteristic moment curve for step 593 for vehicle B





Rambøll Bridge Load Assessment		Version number:	1.00
		Date:	01-05-2024
Projekt Name:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru	Projekt no:	1350058841-008
Name:	SV12_100&Bk10_60-Vogntoglast	Initials:	EGK
Comments:		Controlled by:	
		Approved by:	

General inputs

Vehicle loads:

Standard vehicle typeVehicle AVehicle B

Non standard vehicle	→
Non standard vehicle	→

Safety:

Partial coefficient vehicle APartial coefficient vehicle BDynamic factorConsequence class

γ_{Gj}	1.4		1,30	[-]
γ_{Gj}	1		1,1	[-]
φ	$\phi(L_i)$		1,00	[-]
K_{fi}	1		1	[-]

Analyse attribute:

Default value for meshsize and steps for moving loads [0.1m]

☒ Default

Mesh size	[m]
-----------	-----

Stepsize for moving load	[m]
--------------------------	-----

Move vehicles backwards over the bridge

Backwards

Find new bridgeclass for input axelconfigurations

No	
----	--

Bridge geometry:

Bridge spans

7 Spans

Deadload on each span		Span length
1	6 [kN/m]	14 [m]
2	6 [kN/m]	17 [m]
3	6 [kN/m]	17 [m]
4	6 [kN/m]	17 [m]
5	6 [kN/m]	17 [m]
6	6 [kN/m]	17 [m]
7	6 [kN/m]	14 [m]

Select a standard vehicle from menu, or enter axelloads and distances between axles.

[illegible]

Rambøll Bridge Load Assessment

Projekt Name:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru	Version number:	1.00
Name:	SV12_100&Bk10_60-Vogntoglast	Date:	01-05-2024
Comments:		Projekt no:	1350058841-008
		Initials:	EGK
		Controlled by:	
		Approved by:	

General outputs:

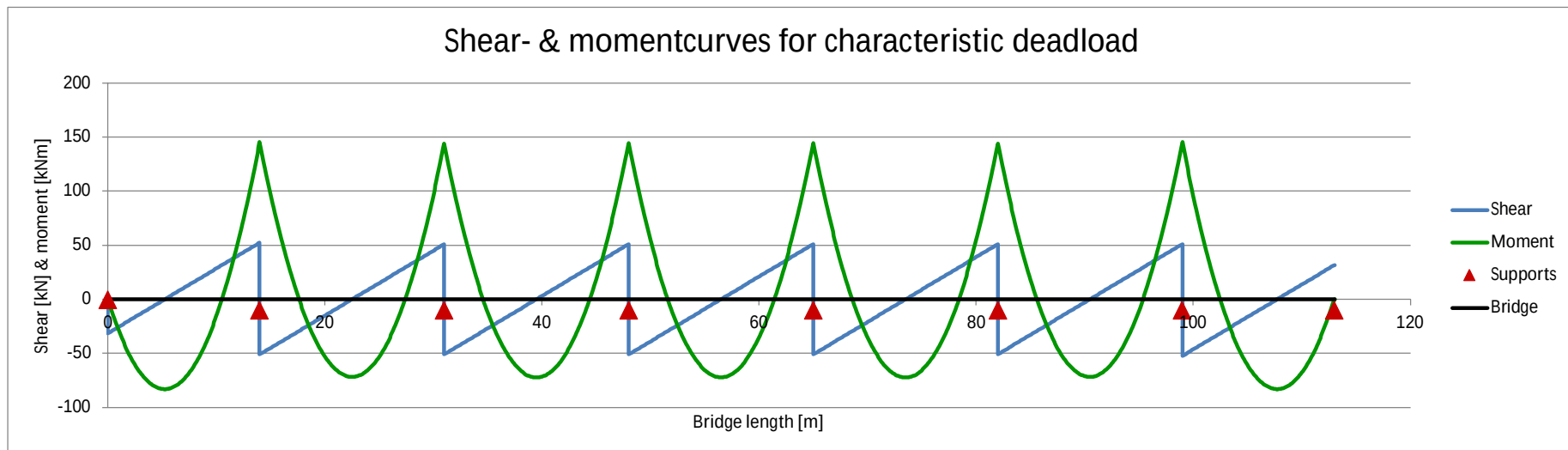
For input vehicles

Max reaction at supports		
Support	Position [m]	[kN]
1	0,0	823,3
2	14,0	1675,2
3	31,0	1681,2
4	48,0	1682,2
5	65,0	1682,2
6	82,0	1681,2
7	99,0	1675,2
8	113,0	811,8

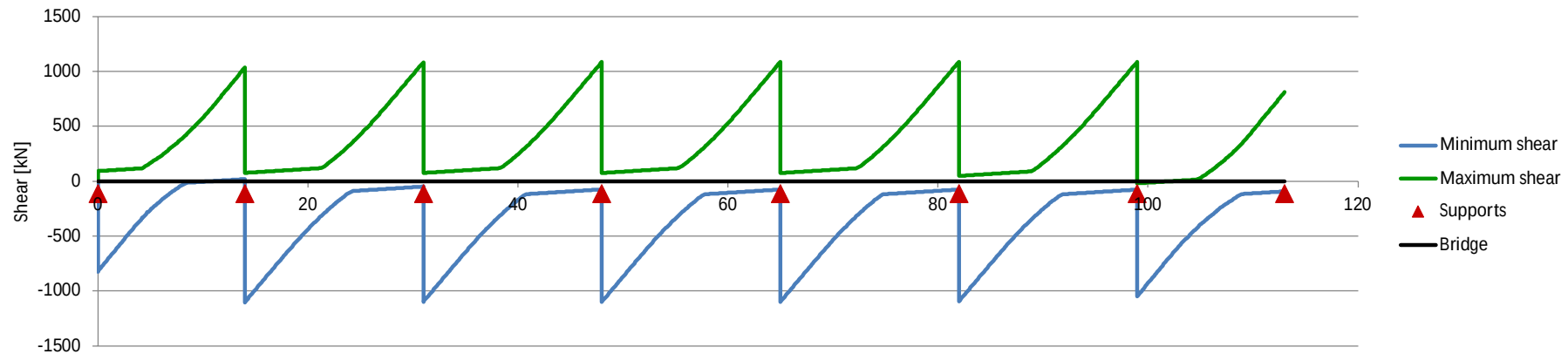
Min and max shear at each span			
Position [m]	Shear [kN]	Position [m]	Shear [kN]
0,0	-823,3	14,0	1037,1
14,0	-1101,0	31,0	1084,2
31,0	-1098,1	48,0	1087,1
48,0	-1097,9	65,0	1087,3
65,0	-1097,8	82,0	1087,5
82,0	-1094,9	99,0	1090,3
99,0	-1048,2	113,0	811,8

Min and max moment at each span			
Position [m]	Moment [kNm]	Position [m]	Moment [kNm]
6,4	-2199,8	14,0	2120,0
22,7	-2387,6	31,0	2153,3
39,7	-2401,9	48,0	2155,7
56,3	-2402,7	65,0	2155,7
73,3	-2401,9	82,0	2153,3
90,3	-2387,6	99,0	2120,0
106,6	-2199,8		

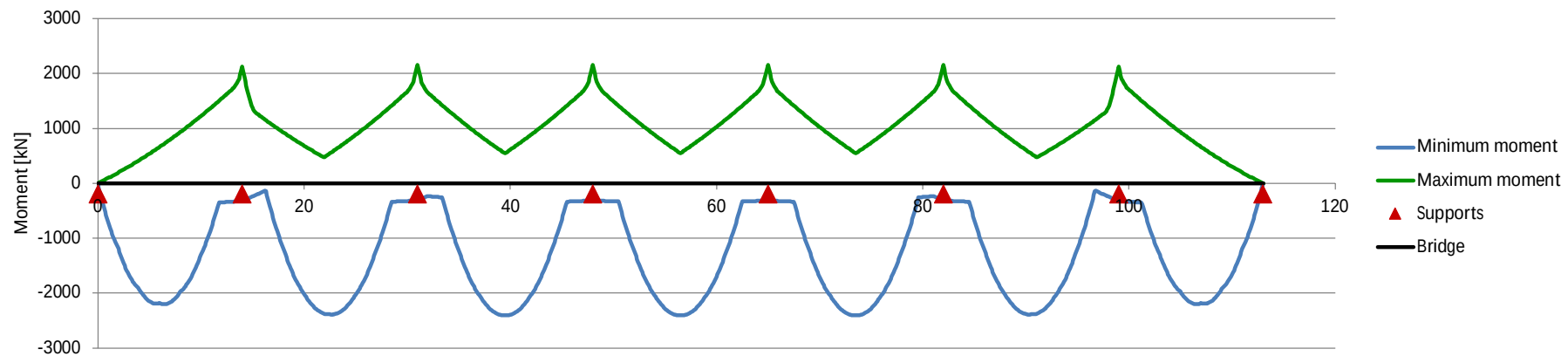
Shear- & momentcurves for characteristic deadload



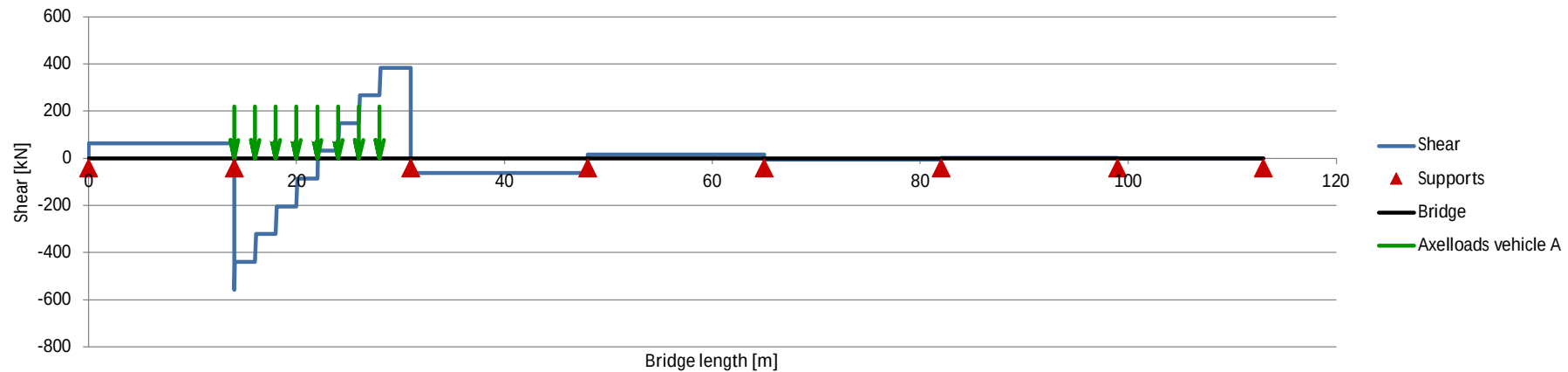
Combined designloads for min- and max shear



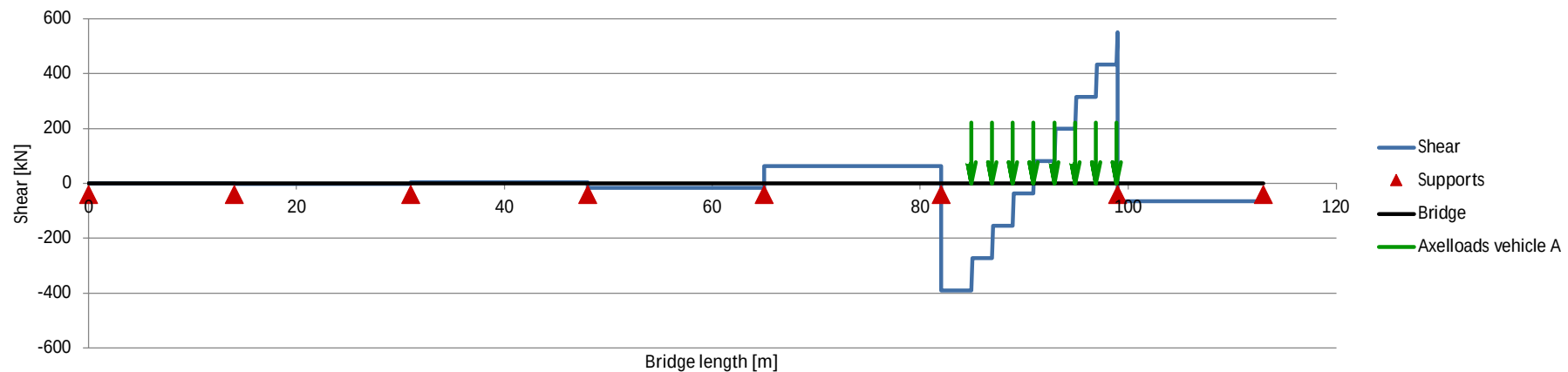
Combined designloads for min- and max moment



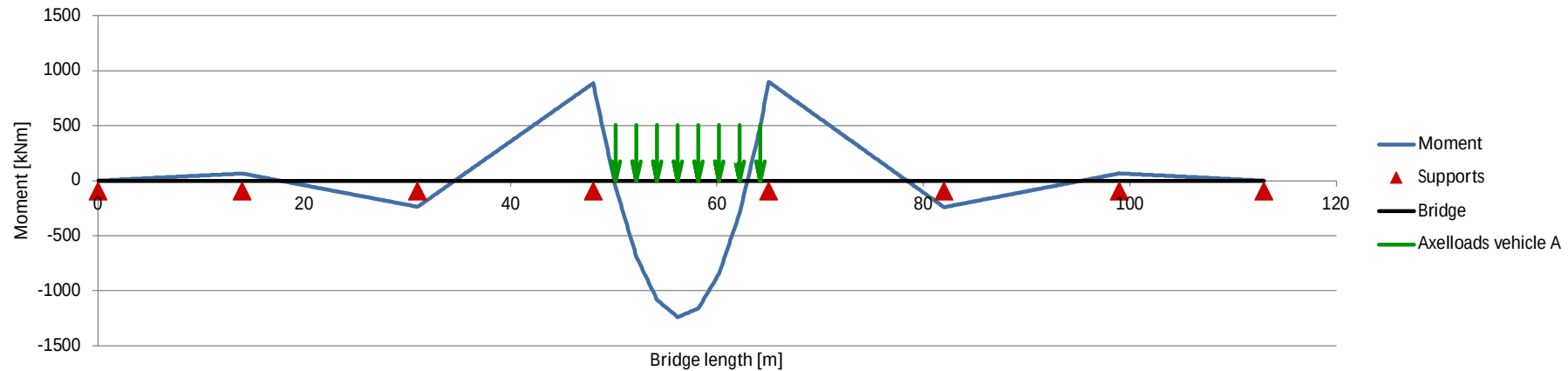
Minimum characteristic shear curve for step 280 for vehicle A



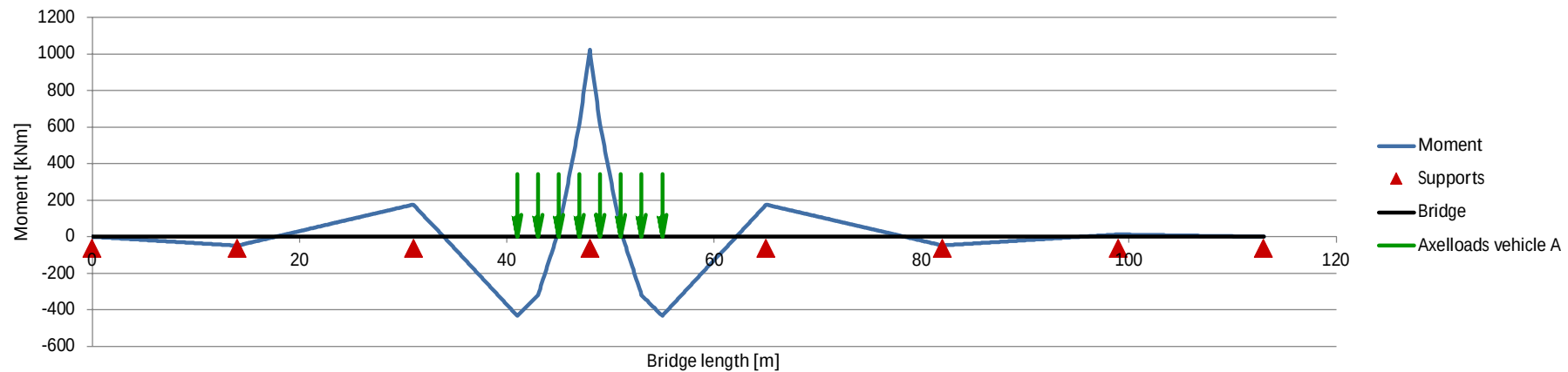
Maximum characteristic shear curve for step 989 for vehicle A



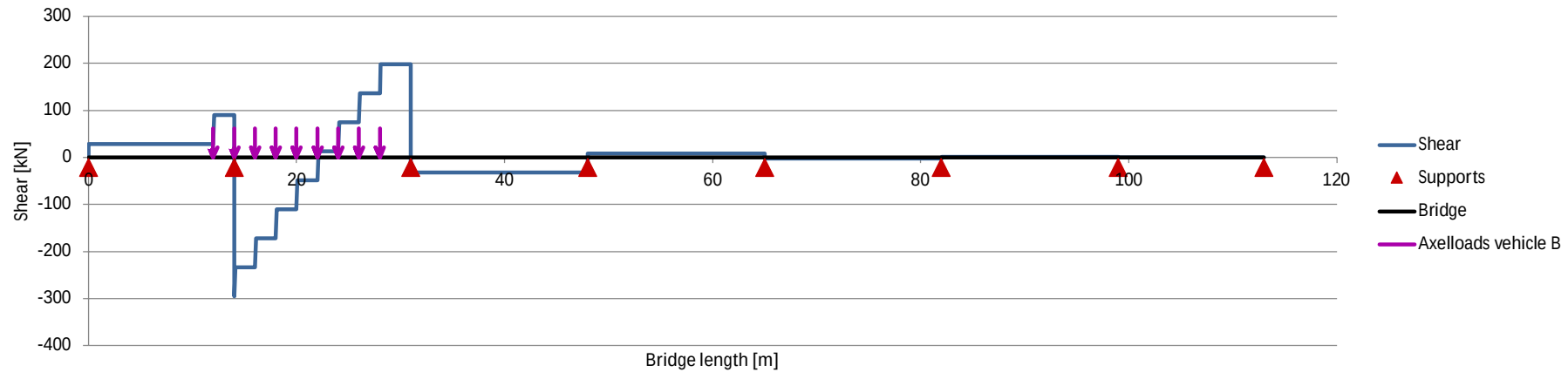
Minimum characteristic moment curve for step 642 for vehicle A



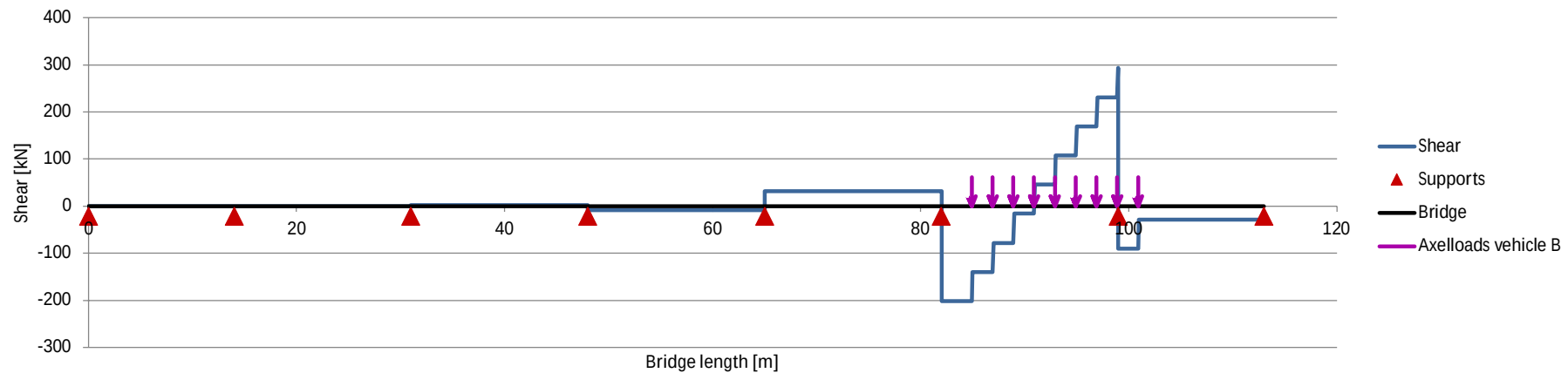
Maximum characteristic moment curve for step 550 for vehicle A



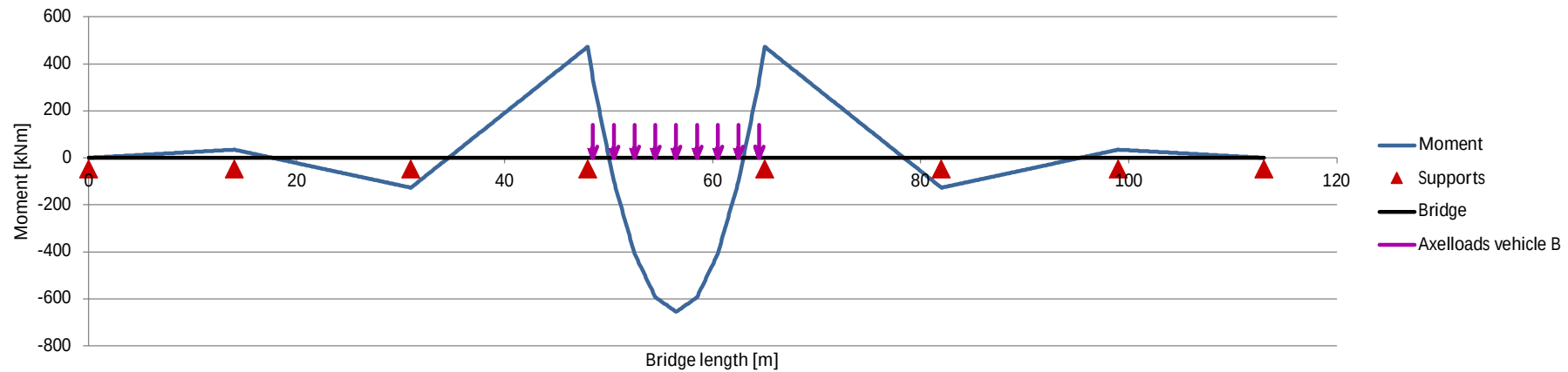
Minimum characteristic shear curve for step 280 for vehicle B



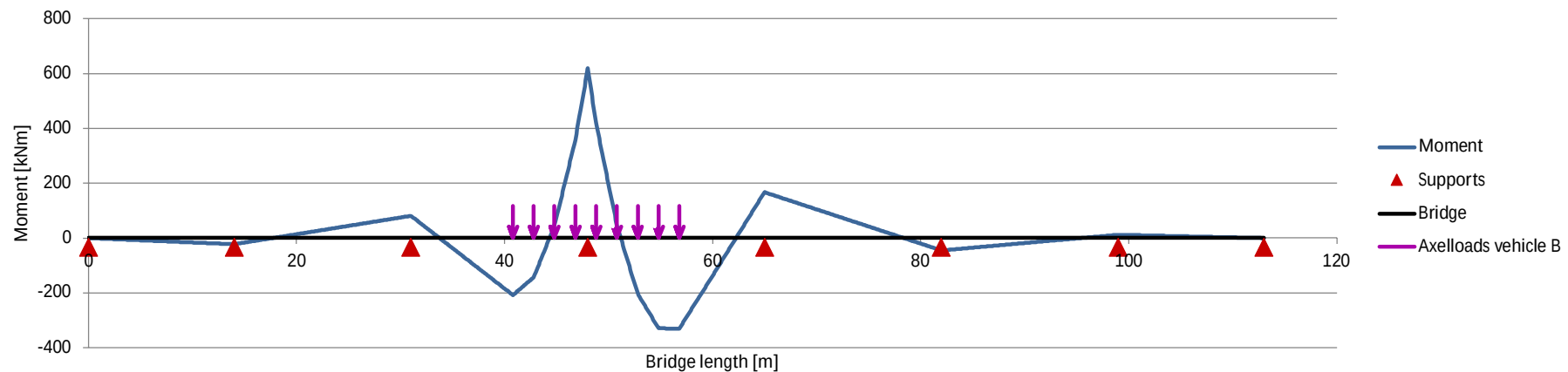
Maximum characteristic shear curve for step 1009 for vehicle B



Minimum characteristic moment curve for step 645 for vehicle B



Maximum characteristic moment curve for step 568 for vehicle B



BILAG G: NY JUSTERING

BILAG H: STYRKING AV BEREKNINGER

Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07
CHECKED: FAU, 2024-10-15
APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

For
Oslo Kommune - Bymiljøetaten

Document type
Calculations Report

Date
October 2024

Appendix H

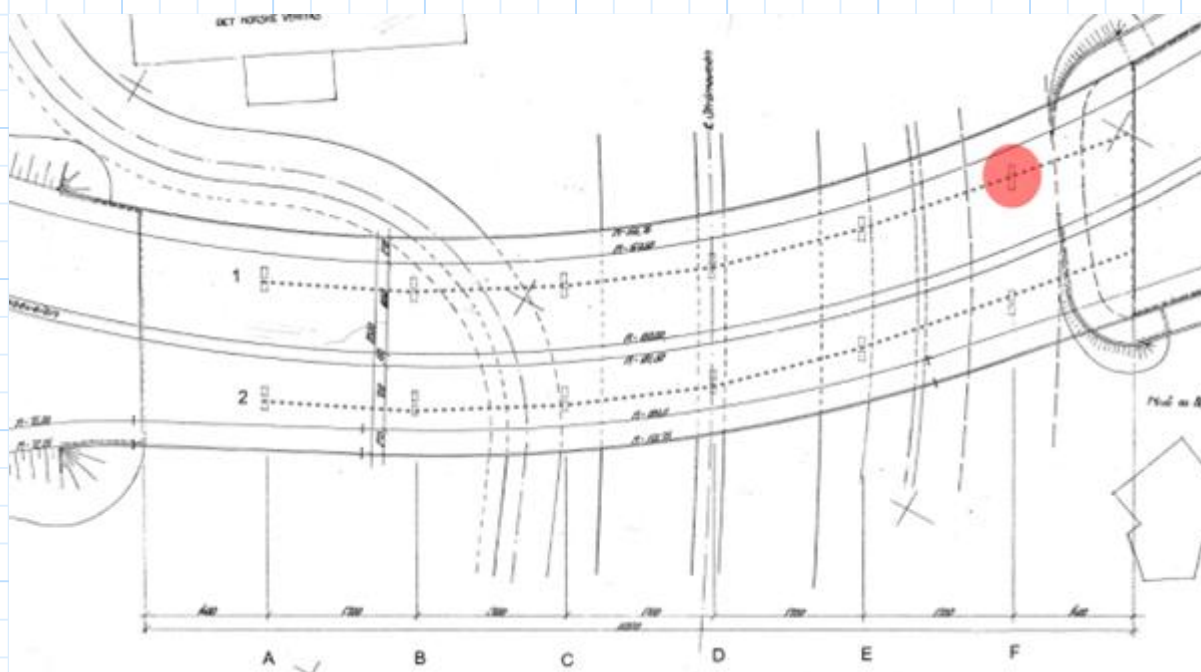
Deck strengthening Calculations

Project Name:	Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Project Number.:	1350058841-017
Receiver:	
Document Type:	Calculations Report
Version:	D
Date:	29-10-2024
Prepared by:	EGK
Checked by:	FAU
Approved by:	MARTIN FINES

1 - Introduction

1.1 - Scope

The capacity assessment of the Grenseveien bridge showed to an overutilization of the deck in shear (110%) over F1 intermediate support (see red mark below) but also an overutilization of the section around the same support (F1) in punching shear (109%). The scope of the current calculations is to design the strengthening of the Grenseveien bridge deck at that location (F1 intermediate support - location is highlighted in screenshot below). The capacity of the section in moment was found to be adequate to undertake the applied loads (including the additional tension due to shear) and therefore no additional checks will be carried out in this set of calculations.



1.2 - References

The calculations in this document have been carried out according to the following standards:

- [1] NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2024
- [2] Håndbok V413, 2021, Bæreevneklassifisering af bruer, Materialer
- [3] Håndbok V412, 2023, Bæreevneklassifisering af bruer, laster
- [4] prEN 1992-1-1, Udkast til ny Eurocode 2
- [5] NS 3473 6. udgave 2003
- [6] NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015
- [7] NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009
- [8] NS-EN 1992-4:2018+NA:2019
- [9] NS-EN 1993-1-4:2006+NA:2009

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

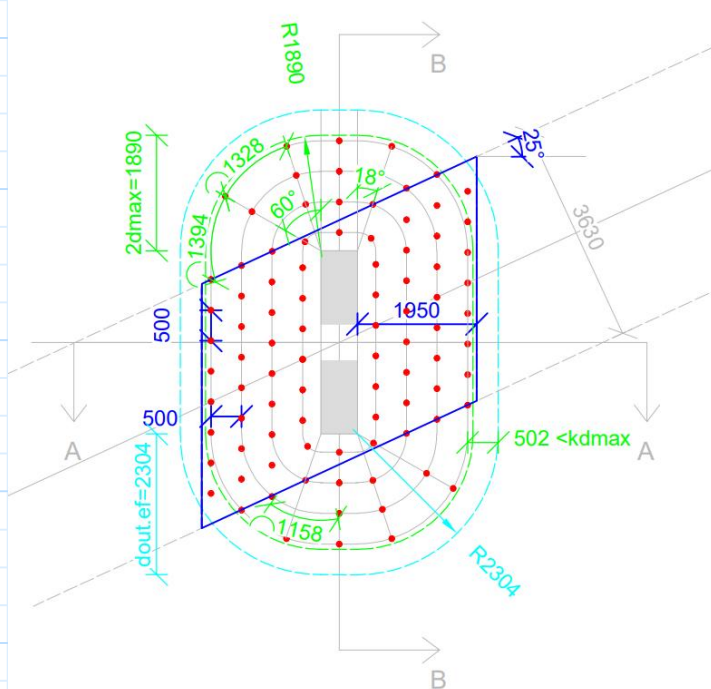
1.3 - Solution

The sketches below shows the design of the strengthening. 90No bolts need to be installed: 64 for strengthening in shear and 26 more for punching shear strengthening up to the control perimeter around the pair of columns.

Deck strengthening with post installed dowels through the deck to work as shear reinforcement.

The **blue** highlighted area is the area strengthened due to shear failure. The spacing of the dowels is 500mm in both the longitudinal and the transverse direction.

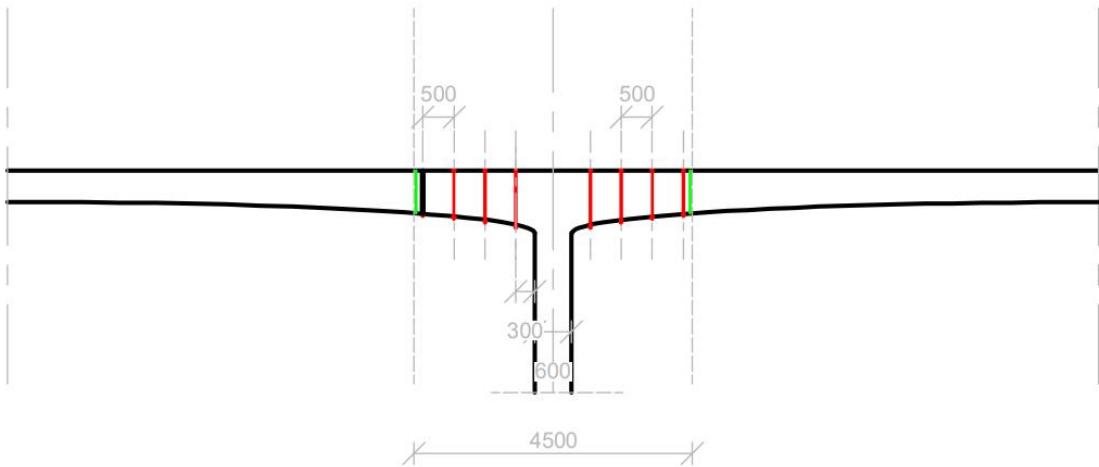
The **green** highlighted area is the area strengthened due to punching shear failure. For consistency, the spacing of the dowels around the columns follows the spacing used in the blue area in the longitudinal direction up to the control perimeter (**green curved line**) of 500mm. Laterally the spacing was limited to 1.42 - See section 4.1 for details.



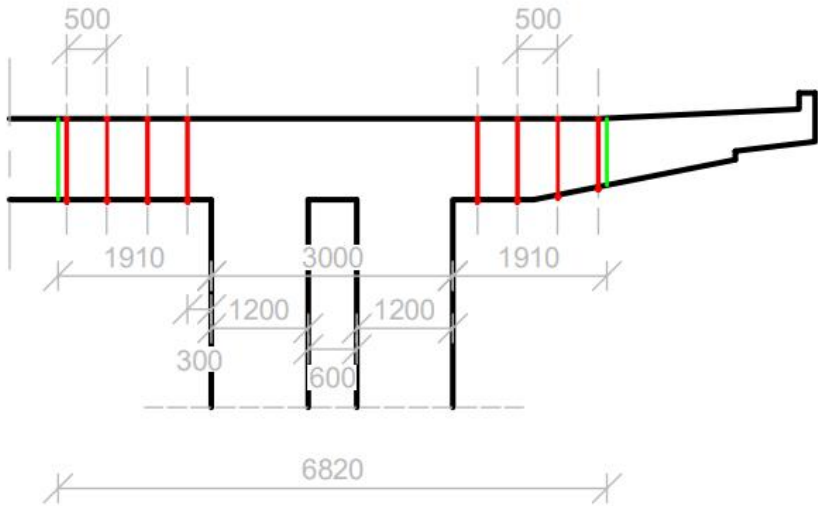
Grenseveien sykkeltiltak - Bru

PREPARED: EGK, 2024-10-07
CHECKED: FAU, 2024-10-15
APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

Strengthening of deck slab



Section A - A (Longitudinal)

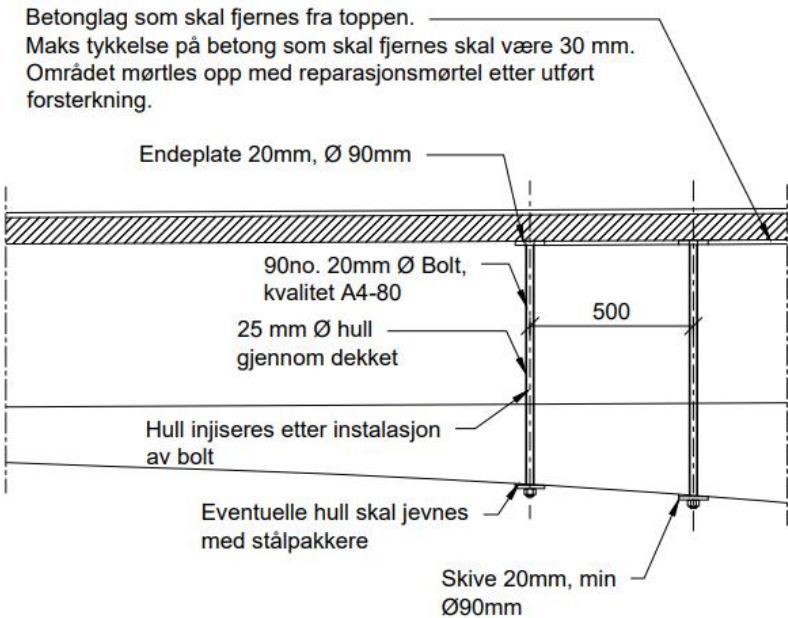


Section B - B (Transverse)

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07
 CHECKED: FAU, 2024-10-15
 APPROVED: XXX, 2024-xx-xx



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

2 - Materials & Geometry

2.1 - Material Properties

Concrete:

Note: The characteristic concrete strength is determined by extracting concrete cores from the bridge which are subsequently tested. See the main report for a more detailed description/explanation of the concrete strength.

Characteristic concrete strength, according to archive information in appendix A of the report and [2], table 2.1.2

$f_{ck} := 33.5$ **MPa**

Factor for load duration according to [2]:

$\alpha_{cc} := 0.85$

Reduction for concrete partial coefficient factor. [1] Annex A, A.2.3:

$\eta := 0.85$

Partial coefficient of concrete compressive strength:

$\gamma_c := \max(1.5 \cdot \eta, 1.3) = 1.3$

Factor of plastic concrete pressure zone

$\lambda_c := 0.8$

Concrete breaking strain:

$\epsilon_{cu3} := 0.35\%$

The effective creep coefficient for concrete

$\varphi_{creep} := 3$

Reinforcement cover

$c_{deck} := 30$ **mm**

Design concrete compressive strength:

$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 21.9$ **MPa**

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

PREPARED: EGK, 2024-10-07

Strengthening of deck slab

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

Reinforcement:

Characteristic yield strength of the reinforcement, according to archive information in appendix A of the report and [2] table 2.1.3:

$f_{yk,l} := 500 \text{ MPa}$ For $\phi = 8\text{-}16\text{mm}$

$f_{yk,s} := 480 \text{ MPa}$ For $\phi = 20\text{-}32\text{mm}$

Partial coefficient for the reinforcement:

$\gamma_s := 1.25$

Design Yield strength of reinforcement:

$f_{yd,l} := \frac{f_{yk,l}}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$ For $\phi = 8\text{-}16\text{mm}$

$f_{yd,s} := \frac{f_{yk,s}}{\gamma_s} = 384 \text{ MPa}$ For $\phi = 20\text{-}32\text{mm}$

E-modulus of reinforcement:

$E_s := 200 \text{ GPa}$

Strengthening bolts:

A4-80 bolts will be used for the strengthening, which is equivalent to 8.8 strength bolts, in accordance with [7], table 3.1

Ultimate tensile strength of the strengthening steel:

$f_{ub} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Yield strength of the strengthening steel:

$f_{yb,k} := 600 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

$\gamma_{M2} := 1.35$ ref: [7]

$f_{yb,d} := \frac{f_{yb,k}}{\gamma_s} = 480 \text{ MPa}$ To be used for the shear capacity calculation of the shear reinforcement

E-modulus of reinforcement:

$E_{sb} := 200 \text{ GPa}$

2.2 - Bridge deck geometry

Minimum thickness of the bridge deck:

$$t_{\text{min.deck}} := 50 \text{ cm}$$

Maximum thickness of the bridge deck

$$t_{\text{max.deck}} := 50 \text{ cm} + t_{\text{min.deck}} = 1 \text{ m}$$

Height of bridge deck between columns as a function of distance from column in the longitudinal direction:

$$h_{\text{deck}}(x) := t_{\text{min.deck}} + \frac{(t_{\text{max.deck}} - t_{\text{min.deck}})}{\left(\frac{17 \text{ m}}{2}\right)^2} \cdot \left(x - \frac{17 \text{ m}}{2}\right)^2$$

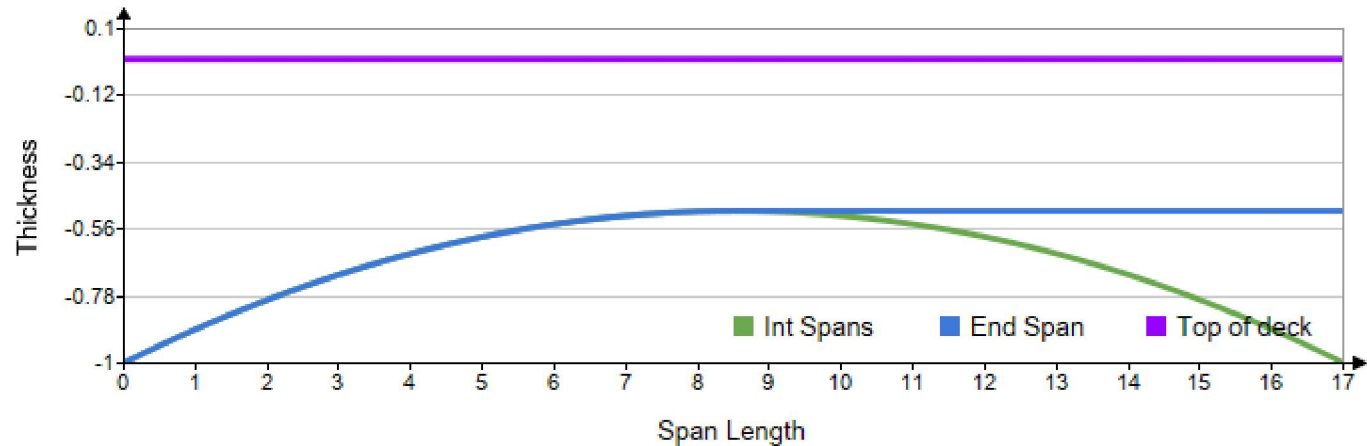
Height of bridge deck between columns and end support as a function of distance from column, in the longitudinal direction:

$$h_{\text{deck.end}}(x) := \begin{cases} \frac{17 \text{ m}}{2} & \text{if } x > \frac{17 \text{ m}}{2} \\ t_{\text{min.deck}} & \\ \text{else} & \\ h_{\text{deck}}(x) & \end{cases}$$

$$\text{rangeh} := 0, 0.1 \text{ m} .. 17 \text{ m}$$

$X_1 := \text{rangeh}$	$Y_1 := -h_{\text{deck}}(\text{rangeh})$	$X_2 := \text{rangeh}$	$Y_2 := -h_{\text{deck.end}}(\text{rangeh})$
$X_3 := \text{rangeh}$	$Y_3 := 0$		

Deck Geometry



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

PREPARED: EGK, 2024-10-07

Strengthening of deck slab

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

Height of bridge deck in the transverse direction - deck edge

$$h_{\text{deck},y}(y) := \text{if } y \leq 1 \text{ m}$$

$$\parallel t_{\text{max.deck}}$$

$$\text{else}$$

$$\parallel 1.2 \text{ m} - 0.2 y$$

$$\text{rangey} := -3.5 \text{ m}, -3 \text{ m}..3.5 \text{ m}$$

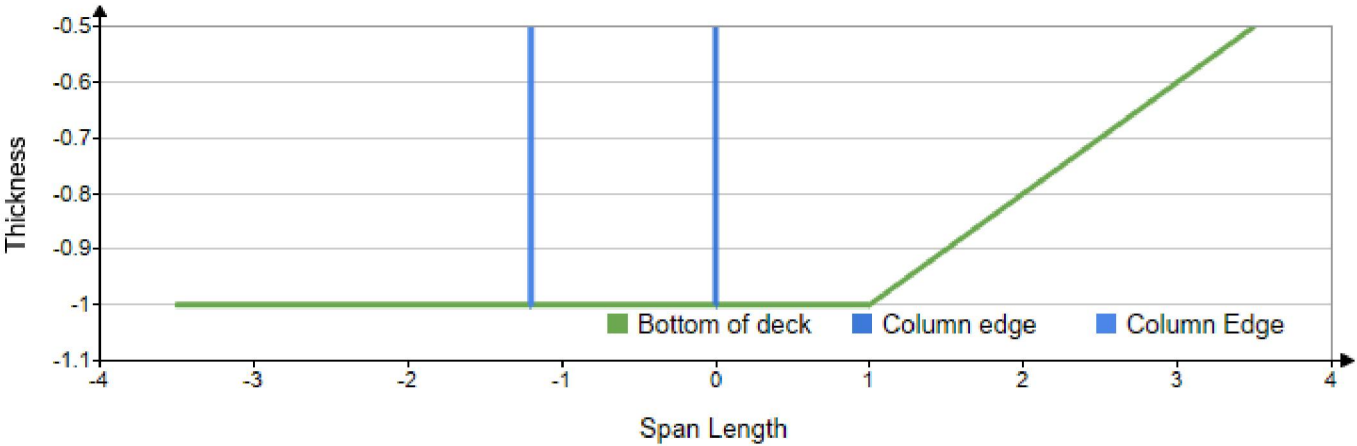
Inputs

$$X_1 := \text{rangey}$$
$$X_2 := 0$$

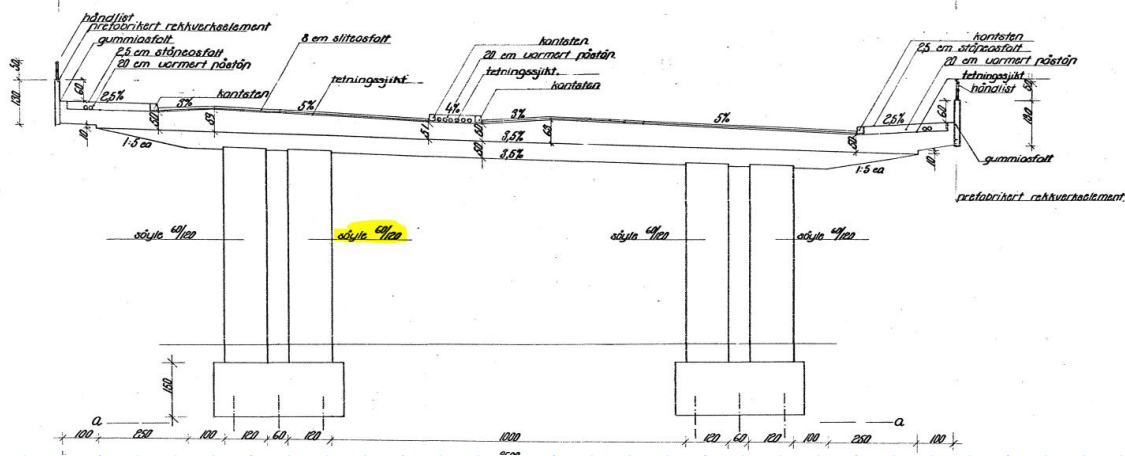
$$Y_1 := -h_{\text{deck},y}(\text{rangey})$$
$$Y_2 := -h_{\text{deck},y}(\text{rangey})$$

$$X_3 := -1.2$$
$$Y_3 := -h_{\text{deck},y}(\text{rangey})$$

Deck Geometry



2.3 - Intermediate support geometry



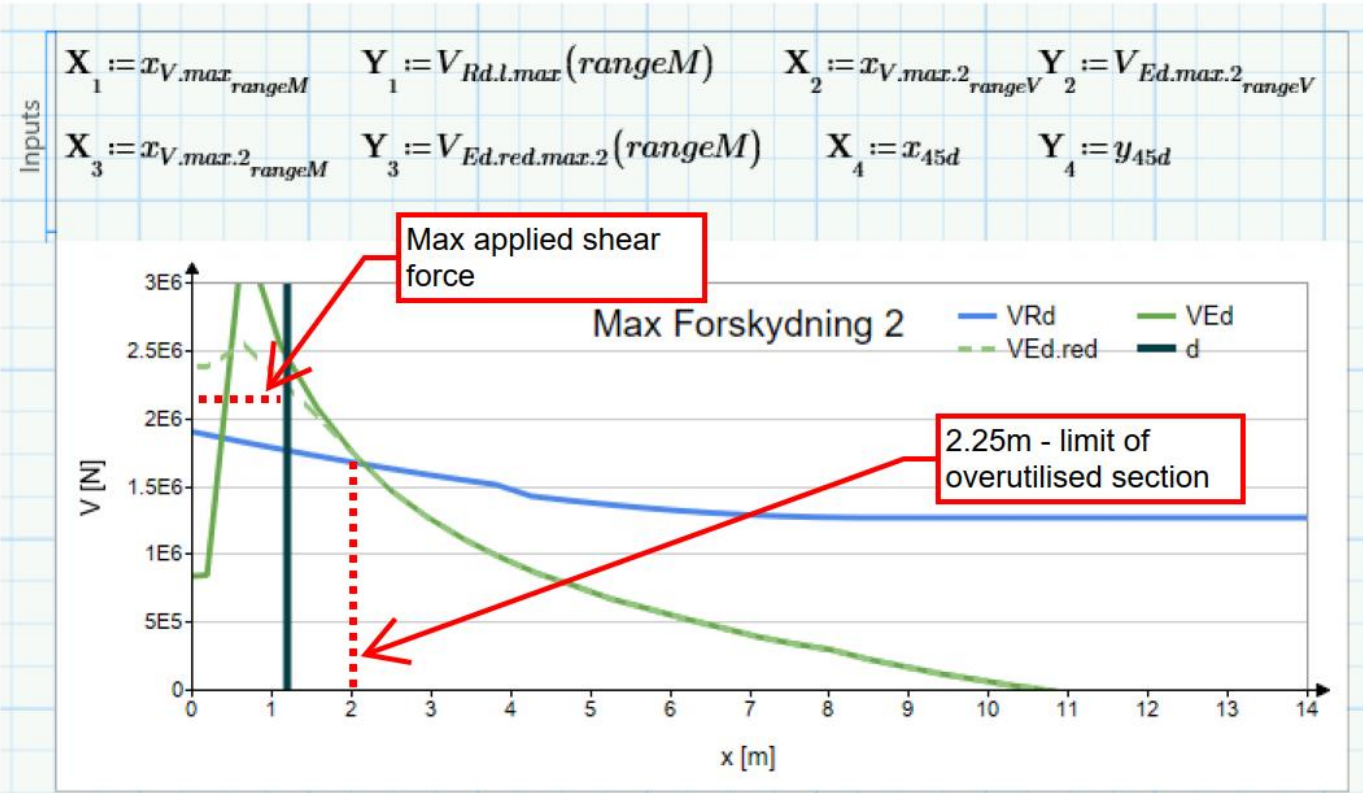
Width of each column:

$$w_{col} := 1200 \text{ mm}$$

Thickness of each column:

$$t_{col} := 600 \text{ mm}$$

Screenshot of the shear diagram along the span including the shear capacity (taken from original assessment calcs - Appendix E - page 40 of 61), showing the overutilization of the section up to 2.25m from support.



3 - Strengthening

3.1 Calculation of minimum shear reinforcement in the longitudinal direction - from the column face

$$V_{Ed.d,max} := 2236.5 \text{ kN}$$

Maximum applied shear force - refer to screenshot above and to the assessment - Appendix E - page 40 of 61

Note: The axial load and moment is taken for the pair of columns. The punching shear capacity around a single column was found to be adequate for the applied load in the original assessment of the structure - Appendix E - page 55 of 61 with UF of 98%

$$N_{Ed,max} := 9078 \text{ kN}$$

Maximum axial force on a pair of columns - refer to the assessment - Appendix E - page 53 of 61

$$M_{Ed,z.2} := 413.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Biaxial moment on a pair of columns - refer to the assessment
- Appendix E - page 54 of 61

$$M_{Ed.v.2} := 4220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

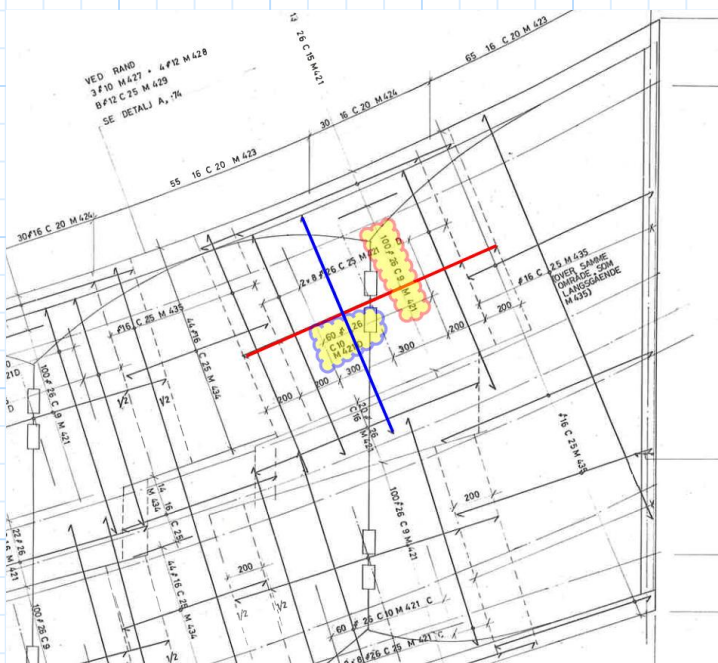
$$\beta_{g.2} := 1.17$$

factor to applied punching shear due to eccentricity at the supporting columns - refer to Appendix E

$$\tau_{\text{Ed.g.F1}} := 0.6 \text{ MPa}$$

Punching shear stress at the control perimeters- Appendix E,
Assessment results - page 55

Top reinforcement over G - support - ref: Dwg 797-74a



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

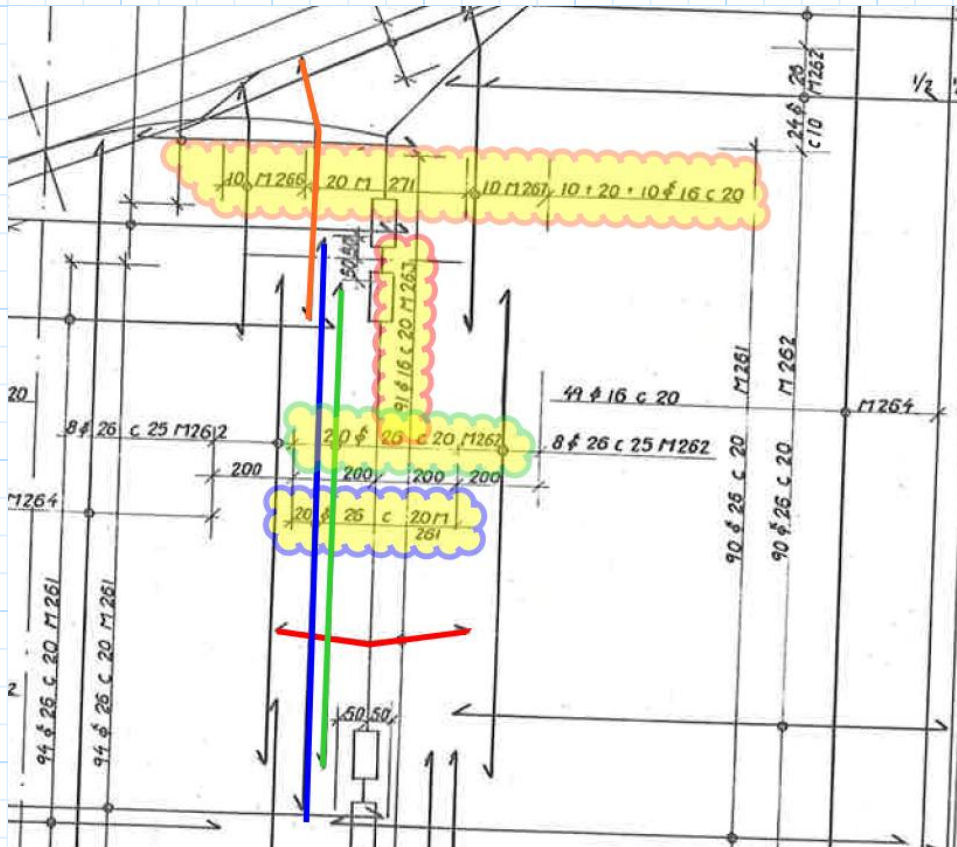
Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

Bottom reinforcement over G - support - to be used just for check of the existing space for drilling - ref: Dwg 797-76a



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

Strengthening of deck slab

$$\phi_{t.o.s.x} := 26 \text{ mm}$$

$$S_{t.o.s.x} := 9 \text{ cm}$$

rein. in the longitudinal direction

$$\phi_{t.o.s.y} := 26 \text{ mm}$$

$$S_{t.o.s.y} := 10 \text{ cm}$$

rein. in the transverse direction

$$h_{deck.end.max} := t_{max.deck} = 1 \text{ m}$$

deck thickness at the face of the column, in the longitudinal direction

$$h_{deck.end.min} := h_{deck.end}(2.25 \text{ m}) = 0.77 \text{ m}$$

deck thickness at 2.25m from the support - limit of overutilised section, in the longitudinal direction (refer to screenshot of shear capacity VS applied shera diagram above)

$$dx(h, \phi) := h - \frac{\phi}{2} - c_{deck} - 26 \text{ mm}$$

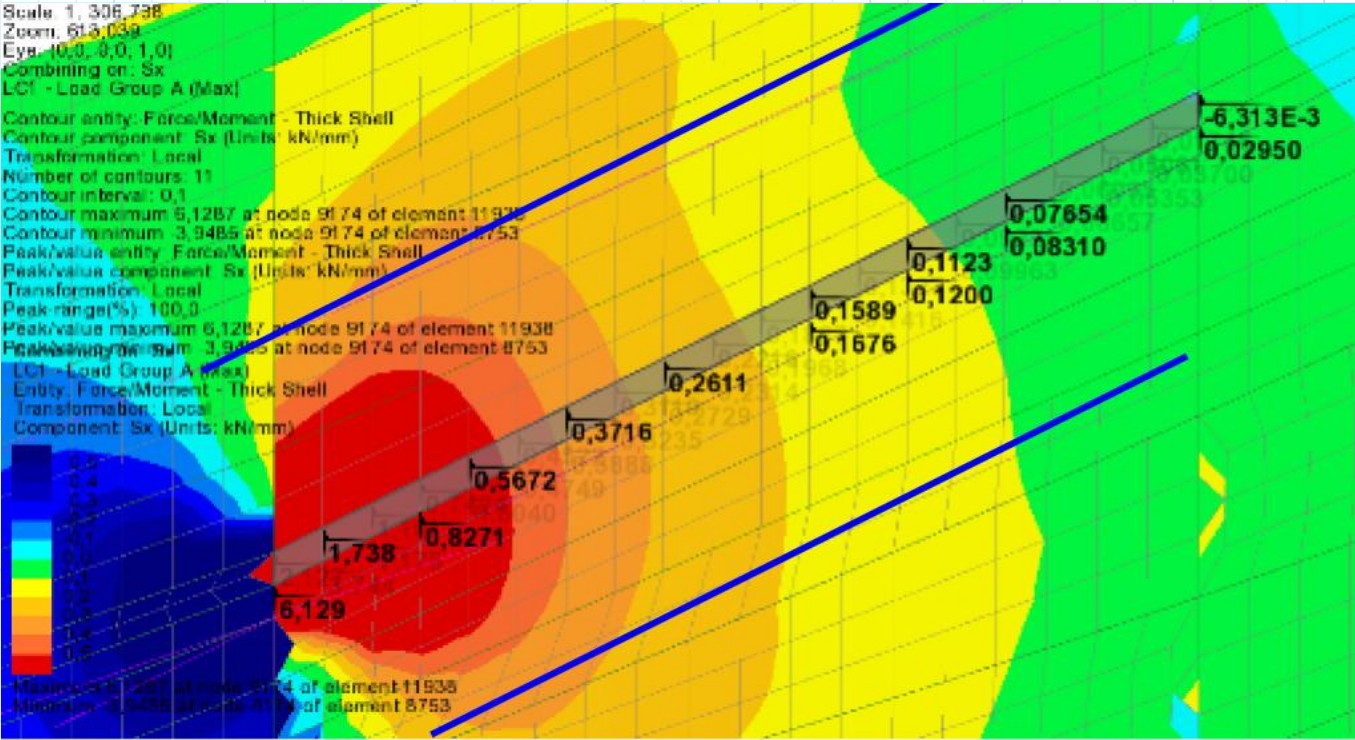
effective depth in the longitudinal direction

$$d_{max.x} := dx(t_{max.deck}, \phi_{t.o.s.x}) = 931 \text{ mm}$$

$$d_{min.x} := dx(h_{deck.end}(2.25 \text{ m}), \phi_{t.o.s.x}) = 701 \text{ mm}$$

$$b_{V.col} := 3.63 \text{ m}$$

effective width of slice in the longitudinal direction - refer to Appendix E, page 35 of 61



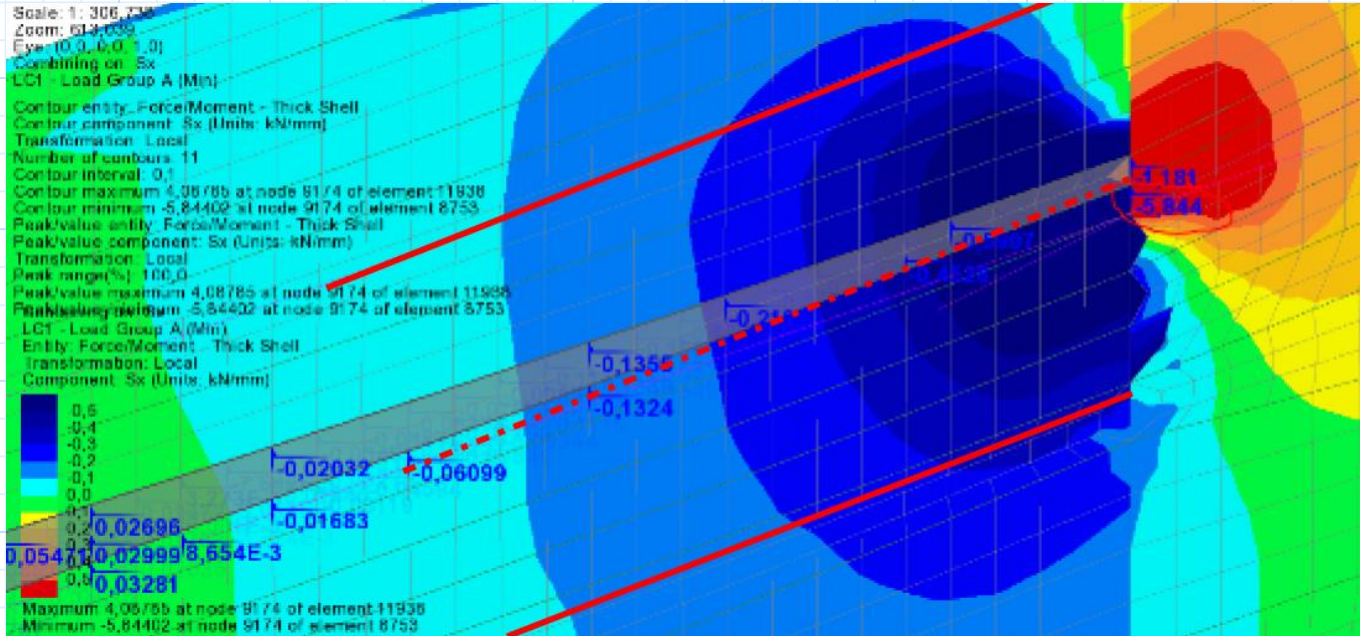
Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx



Plots showing the maximum and minimum shear forces along the span. Blue/red lines show the limit of 3.63m slice width that was used in the calculations. Therefore it can be concluded that there is no need of strengthening in shear outside the width of 3.63m

$$Z_{V.col.max} := 0.9 \cdot dx \cdot (t_{max.deck}, \phi_{t.o.s.x}) = 838 \text{ mm}$$

lever arm at the face of the column

$$Z_{V.col.min} := 0.9 \cdot dx \cdot (h_{deck.end}(2.25 \text{ m}), \phi_{t.o.s.x}) = 631 \text{ mm}$$

lever arm at 2.25m from the column

$$a_{cw} := 1$$

$$v_1 := 0.6$$

Ref: [2] Note 2, Section 6.2.3

$$V_{Rd.c.V.col.max} := \frac{a_{cw} \cdot b_{V.col} \cdot Z_{V.col.max} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\tan(\operatorname{acot}(2)) + \cot(\operatorname{acot}(2))} = 15989 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c.V.col.max} > V_{Ed.d.max} = 1$$

$$V_{Rd.c.V.col.min} := \frac{a_{cw} \cdot b_{V.col} \cdot Z_{V.col.min} \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\tan(\operatorname{acot}(2)) + \cot(\operatorname{acot}(2))} = 12045 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c.V.col.min} > V_{Ed.d.max} = 1$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

PREPARED: EGK, 2024-10-07

Strengthening of deck slab

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

$$n_{\min} := 0.08 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yb,k}}{\text{MPa}}} \cdot b_{V.col} \cdot \sin(90 \text{ deg}) = 2.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$n_{str.min} := \max\left(\frac{V_{Ed.d.max}}{z_{V.col.max} \cdot f_{yb,d} \cdot \cot(\text{acot}(2))}, n_{\min}\right) = 2.8 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

minimum required shear reinforcement close to the intermediate support

The shear capacity is governing the calculations.

Note: a value of $\cot\theta$ of 2 was used in the original assessment calcs to calculate the additional axial force to the longitudinal reinforcement due to shear. Same slope was used in here and therefore no additional check need to be done.

maximum allowable longitudinal spacing of shear reinforcement at the face of the column:

$$s_{s.str.l.max.2} := 0.75 dx (t_{max.deck}, \phi_{t.o.s.x}) \cdot (1 + \cot(90 \text{ deg})) = 698 \text{ mm} \quad \text{ref: [1], Section 9.2.2}$$

$$n_{str.max} := \max\left(\frac{V_{Ed.d.max}}{z_{V.col.min} \cdot f_{yb,d} \cdot \cot(\text{acot}(2))}, n_{\min}\right) = 3.69 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

minimum required shear reinforcement 2.25m from support

maximum allowable longitudinal spacing of shear reinforcement at 2.25m from the column:

$$s_{s.str.l.max.1} := 0.75 dx (h_{deck.end}(2.25 \text{ m}), \phi_{t.o.s.x}) \cdot (1 + \cot(90 \text{ deg})) = 526 \text{ mm} \quad \text{ref: [1], Section 9.2.2}$$

$$s_{s.str.l.max} := \min(s_{s.str.l.max.1}, s_{s.str.l.max.2}) = 526 \text{ mm}$$

Maximum spacing in the longitudinal direction

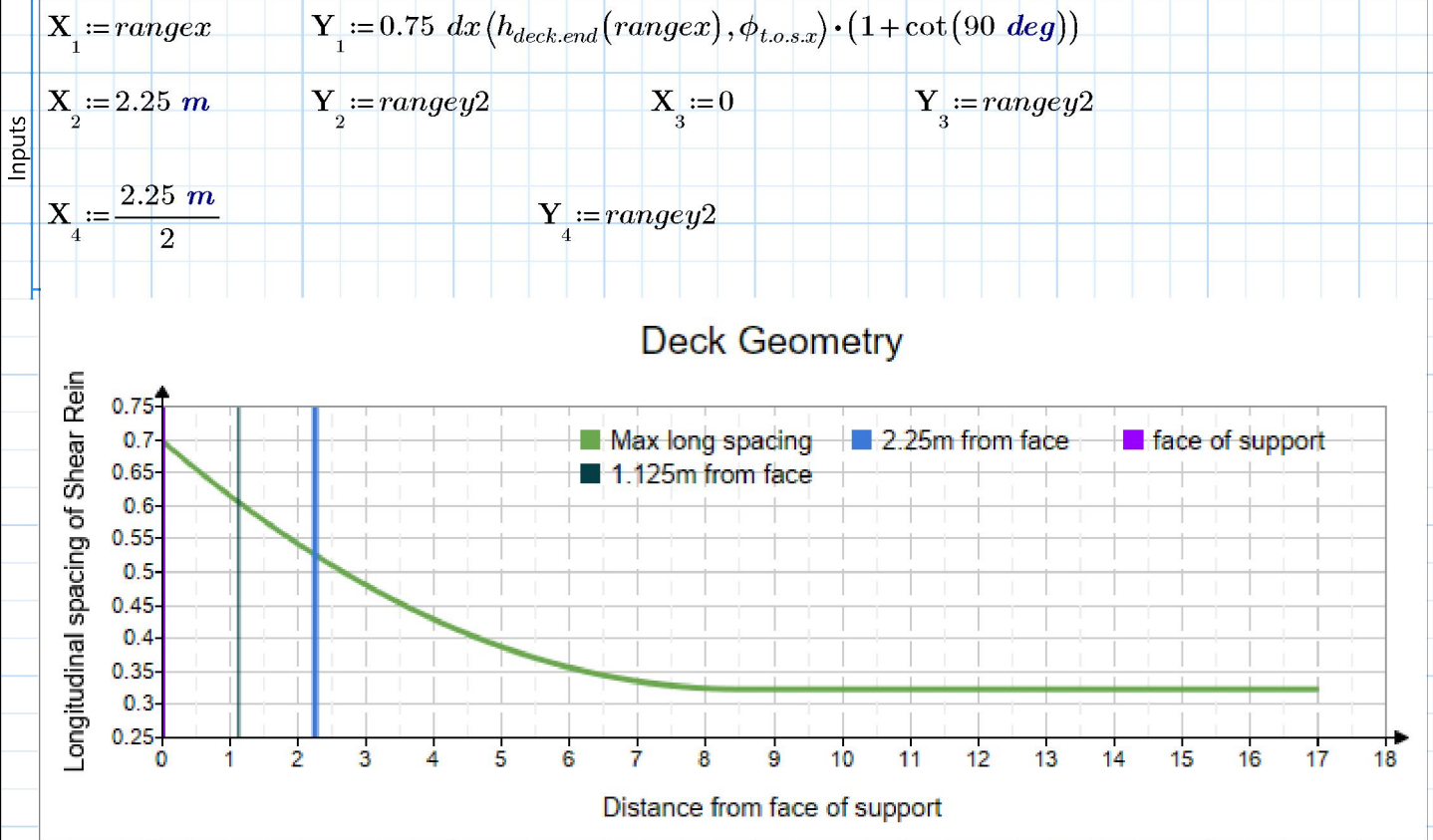
Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx



The same spacing along the length of the span was chosen for the shear reinforcement for simplicity

maximum allowable transverse and longitudinal spacing of shear reinforcement:

$$s_{s.str.t.max} := \min(0.75 \, dx(h_{deck.end}(2.25 \, m), \phi_{t.o.s.x}), 0.75 \, dx(t_{max.deck}, \phi_{t.o.s.x}), 600 \, mm) = 526 \, mm$$

$$s_{s.str.tr} := 500 \, mm$$

chosen for the calcs as spacing in the transverse direction

$$s_{s.str.l} := 500 \, mm$$

chosen for the calcs as spacing in the longitudinal direction

$$b_{V.col} = 3.63 \, m$$

effective width of slice in the longitudinal direction - Appendix A:

$$N_{str.bolts.y} := \text{round}\left(\frac{\frac{b_{V.col}}{\cos(25 \, deg)}}{s_{s.str.tr}}\right) = 8$$

no of bolts per row in the transverse direction due to overutilization in shear

Grenseveien sykkeltiltak - Bru
 Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07
 CHECKED: FAU, 2024-10-15
 APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

$$A_{s, \text{str.min}} := \frac{s_{s, \text{str.l}} \cdot \max(n_{\text{str.min}}, n_{\text{str.max}})}{N_{\text{str.bolts.y}}} = 230.68 \text{ mm}^2$$

Min required effective stress area

Design properties for metric hex bolts (Typical coarse pitch thread)

Size	Dimensions		Hole diameter d_0 [mm]				Areas		Tensile resistance $F_{t,Rd}$ [kN]							Shear resistance per shear plane $F_{v,Rd}$ [kN]					
	Nominal diameter d [mm]	Nut width across flats s [mm]	Normal round hole	Oversize round hole	Short slotted hole	Long slotted hole	Gross area (unthreaded part) A_g [mm ²]	Stress area (threaded part) A_s [mm ²]	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8
M5	5	8	-	-	-	-	19.6	14.2	4.09	4.09	5.11	5.11	6.13	8.18	10.2	2.73	2.27	3.41	2.84	3.41	5.45
M6	6	10	-	-	-	-	28.3	20.1	5.79	5.79	7.24	7.24	8.68	11.6	14.5	3.86	3.22	4.82	4.02	4.82	7.72
M7	7	11	-	-	-	-	38.5	28.9	8.32	8.32	10.4	10.4	12.5	16.6	20.8	5.55	4.62	6.94	5.78	6.94	11.1
M8	8	13	-	-	-	-	50.3	36.6	10.5	10.5	13.2	13.2	15.8	21.1	26.4	7.03	5.86	8.78	7.32	8.78	14.1
M10	10	16	-	-	-	-	78.5	58.0	16.7	16.7	20.9	20.9	25.1	33.4	41.8	11.1	9.28	13.9	11.6	13.9	22.3
M12	12	18	13	15	16×13	30.0×13	113	84.3	24.3	24.3	30.3	30.3	36.4	48.6	60.7	16.2	13.5	20.2	16.9	20.2	32.4
M14	14	21	15	17	18×15	35.0×15	154	115	33.1	33.1	41.4	41.4	49.7	66.2	82.8	22.1	18.4	27.6	23.0	27.6	44.2
M16	16	24	18	20	22×18	40.0×18	201	157	45.2	45.2	56.5	56.5	67.8	90.4	113.0	30.1	25.1	37.7	31.4	37.7	60.3
M18	18	27	20	22	24×20	45.0×20	254	192	55.3	55.3	69.1	69.1	82.9	110.6	138.2	36.9	30.7	46.1	38.4	46.1	73.7
M20	20	30	22	24	26×22	50.0×22	314	245	70.6	70.6	88.2	88.2	105.8	141.1	176.4	47.0	39.2	58.8	49.0	58.8	94.1
M22	22	34	24	26	28×24	55.0×24	380	303	87.3	87.3	109.1	109.1	130.9	174.5	218.2	58.2	48.5	72.7	60.6	72.7	116.4
M24	24	36	26	30	32×26	60.0×26	452	353	101.7	101.7	127.1	127.1	152.5	203.3	254.2	67.8	56.5	84.7	70.6	84.7	135.6
M27	27	41	30	35	37×30	67.5×30	573	459	132.2	132.2	165.2	165.2	198.3	264.4	330.5	88.1	73.4	110.2	91.8	110.2	176.3

$$A_{s, \text{str}} := 245 \text{ mm}^2$$

Effective stress area for M20
 ref: <https://eurocodeapplied.com/design/en1993/bolt-design-properties>

$$\Delta x := 2.25 \text{ m} - \frac{t_{\text{col}}}{2} = 1.95 \text{ m}$$

length of strengthening from face of column to 2.25m from support, up to where the section is overutilised, according to the assessment calculations - Appendix E - Page 40 of 61

$$\text{round}\left(\frac{\Delta x}{s_{s, \text{str.l}}}\right) = 4$$

No of rows

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

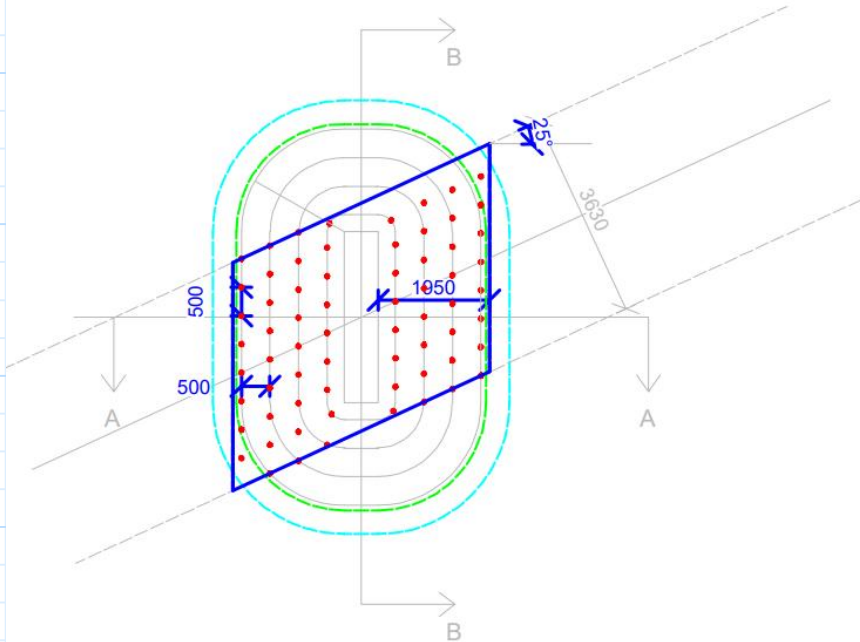
Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

Solution for shear (area with blue line)



Shear capacity with strengthening:

$$V_{Rd} := Z_{V.col.min} \cdot f_{yb.d} \cdot \cot(\alpha \cot(2)) \cdot \frac{N_{str.bolts.y} \cdot A_{s.str}}{S_{s.str.l}} = 2375.32 \text{ kN}$$

$$\mu_{V.str.F1} := \frac{V_{Ed.d.max}}{V_{Rd}} = 0.94$$

Utilisation factor after strengthening

4. Punching Shear Check based on the design for shear

Punching shear check up to control perimeter at $2d$ from the support. Due to the changes of the thickness of the deck section, d_{max} in the longitudinal direction was used for the calculation of the control perimeter.

$$2 \cdot d_{max.x} = 1862 \text{ mm}$$

radius of control perimeter

$$d_y(h, \phi) := h - \frac{\phi}{2} - c_{deck}$$

effective depth in the transverse direction

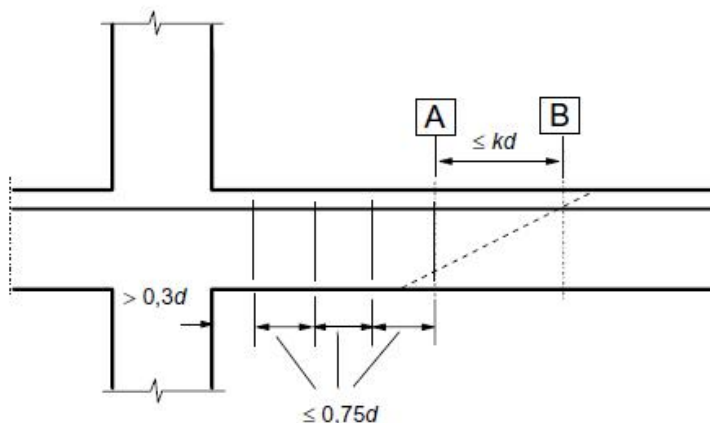
$$d_{max.y} := d_y(t_{max.deck}, \phi_{t.o.s.x}) = 957 \text{ mm}$$

$$d_{min.y} := d_y(h_{deck.y}(2 \cdot d_{max.x}), \phi_{t.o.s.x}) = 784.6 \text{ mm}$$

$$d_{max} := \frac{d_{max.x} + d_{max.y}}{2} = 944 \text{ mm}$$

$$d_{min} := \frac{d_{min.x} + d_{min.y}}{2} = 742.96 \text{ mm}$$

Local Checks:



$$s_{str.tr.max} := 1.5 \cdot d_{max} = 1.42 \text{ m}$$

maximum allowable lateral distance of the punching shear rein. around the perimeter - Ref: [1], Section 9.4

$$s_{str.l.max} := 0.75 \cdot d_{max} = 0.71 \text{ m}$$

maximum allowable longitudinal distance of the punching shear rein. - Ref: [1], Section 9.4

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

$$k_d := 1.8$$

Ref: [1] - Section NA 6.4.5

$$s_{str.l.max.end} := k_d \cdot m = 1.8 \text{ m}$$

maximum allowable longitudinal distance of the punching shear rein. from the outer control perimeter where punching shear reinforcement is not required any more, based on the applied forces - Ref: [1], Section 9.4

$$s_{str.max} := \frac{d_{max.x}}{2} = 465.5 \text{ mm}$$

max distance from the first punching shear reinforcement to the face of the column - ref: [1], Section 9.4

$$s_{str.sup.min} := 0.3 \cdot d_{max} = 283.2 \text{ mm}$$

min distance from the first punching shear reinforcement to the face of the column - ref: [1], Section 9.4

$$A_{sw.min} := \left(0.08 \cdot \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}}}{\frac{f_{yb.d}}{\text{MPa}}} \right) \cdot \left(\frac{s_{str.tr.max} \cdot s_{s.str.l}}{1.5 \sin(90 \text{ deg}) + \cos(90 \text{ deg})} \right) = 0.0005 \text{ m}^2$$

minimum area of punching shear reinf. - Ref: [1], Section 9.4.3

$$k_{ps} := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{max}}{\text{mm}}}}, 1 + \sqrt{\frac{200}{\frac{d_{min.x}}{\text{mm}}}}, 2 \right) = 1.46$$

$$w_{str.col} := 2 \cdot w_{col} + 600 \text{ mm} = 3000 \text{ mm}$$

width of pair of columns

percentage of reinforcement in the longitudinal and transverse direction, taking into account a slab width equal to the column width plus 3d on either side - Ref: 6.4.4 (1)

$$\rho_x := \min \left(\frac{\frac{w_{str.col} + 2 \cdot 3 \cdot d_{max.x}}{s_{t.o.s.x}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{t.o.s.x}^2}{4}}{(w_{str.col} + 2 \cdot 3 \cdot d_{max.x}) \cdot d_{max.x}}, 0.02 \right) = 0.00634$$

$$\rho_y := \min \left(\frac{\frac{(t_{col} + 2 \cdot 3 \cdot d_{max.y})}{s_{t.o.s.y}} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{t.o.s.y}^2}{4}}{(t_{col} + 2 \cdot 3 \cdot d_{max.y}) \cdot d_{max.y}}, 0.02 \right) = 0.0055$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

Strengthening of deck slab

$$\rho_l := \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} = 0.0059$$

$$v_{\min} := 0.035 \cdot k_{ps}^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{MPa} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} := \max \left(\frac{0.15}{\gamma_c} \cdot k_{ps} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \text{MPa} + 0.10 \cdot 0 \text{MPa}, v_{\min} + 0.10 \cdot 0 \text{MPa} \right) = 0.46 \text{MPa}$$

$$u_{2,ps} := 2 \cdot (w_{str.col} + t_{col}) + 4 \pi \cdot d_{max} = 19.1 \text{ m}$$

control perimeter at $2d$ from the face of the columns

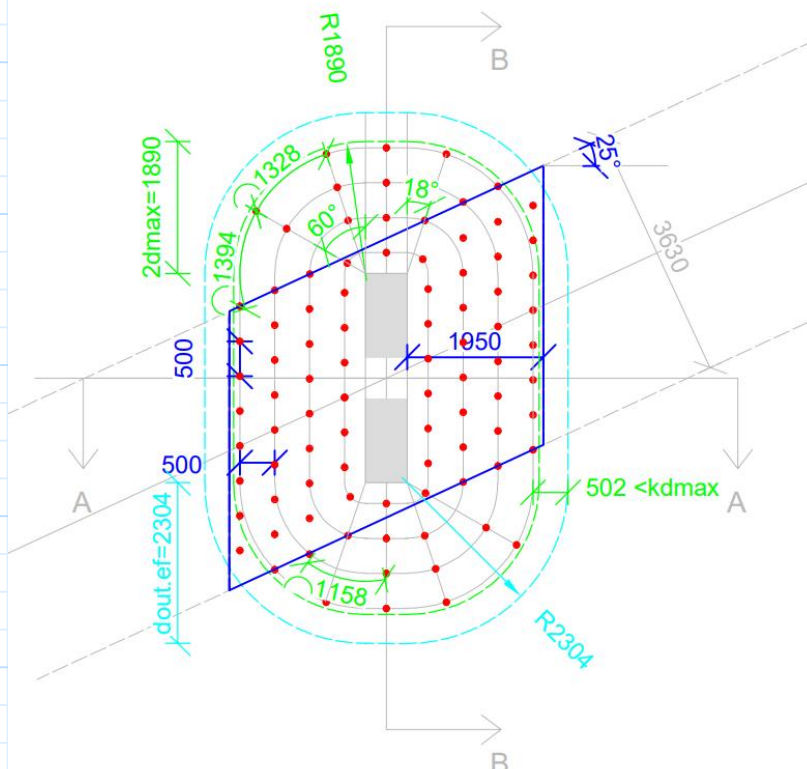
$$u_0 := 2 \cdot (w_{\text{str.col}} + t_{\text{col}}) = 7.2 \text{ m}$$

perimeter at the face of a pair of columns

$$f_{ywd,ef} := \min \left(\left(250 + 0.25 \cdot \frac{d_{\max}}{\text{mm}} \right) \text{MPa}, f_{yb,d} \right) = 480 \text{ MPa}$$

$$N_{\text{str.bolts.x}} := \text{round} \left(\frac{t_{\text{col}}}{S_{\text{s.str.tr}}} \right) = 1$$

assumed No of bolts in the longitudinal direction next to the column width



Strengthening solution for punching shear (area surrounded with green line). Additional bolts have been added in the final solution to cover rule of the maximum lateral distances between the bolts.

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

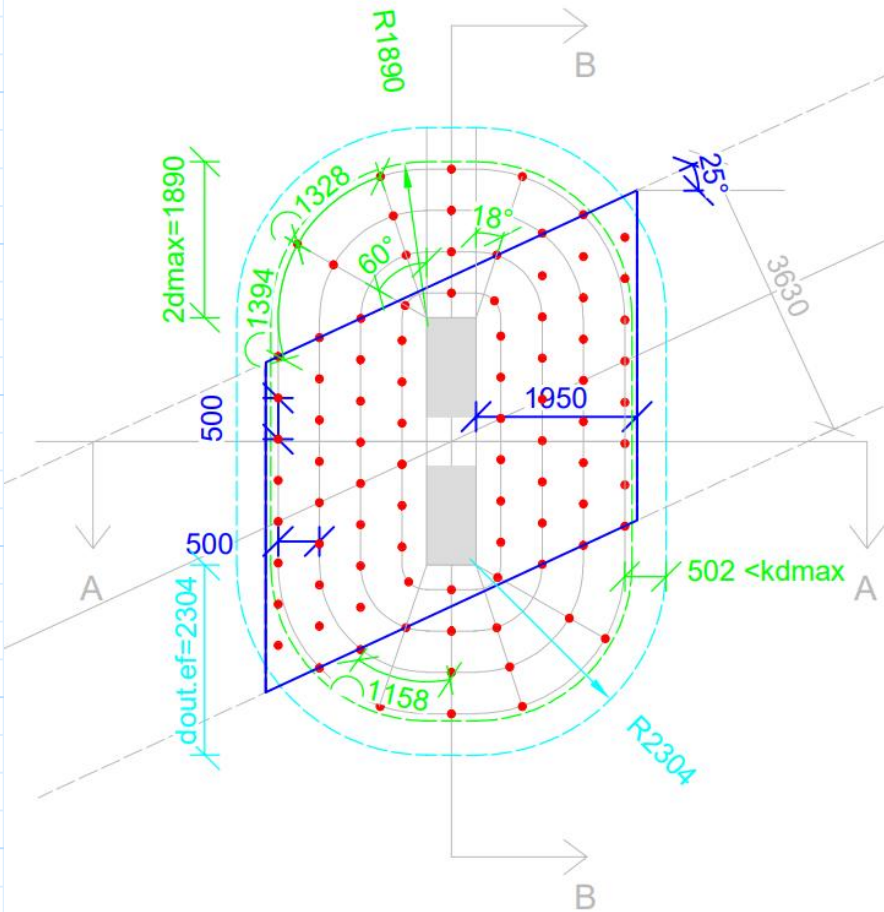
CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

$N_{str.bolts.x.0} := 3$

actual number of bolts along the perimeter governed by the maximum lateral spacing

Strengthening solution for punching shear (area surrounded with green line). with additional bolts to cover rule of the maximum lateral distances between the bolts.



Grenseveien sykkeltiltak - Bru

Strengthening of deck slab

PREPARED: EGK, 2024-10-07

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

$$v_{Rd.cs} := \min \left(0.75 \cdot v_{Rd.c} + 1.5 \cdot \left(\frac{d_{max}}{S_{s.str.l}} \right) \cdot (2 \cdot N_{str.bolts.x.0} + 2 \cdot N_{str.bolts.y}) \cdot \frac{1}{u_{2.ps} \cdot d_{max}} \cdot \sin(90 \text{ deg}) \right) = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Ed.g.F1} = 0.6 \text{ MPa}$$

punching shear stress at control perimeter - Appendix E

$$\mu_{g.str.F1} := \frac{\tau_{Ed.g.F1}}{v_{Rd.cs}} = 0.88$$

punching shear at control perimeter

$$N_{Ed.max} = 9078 \text{ kN}$$

Maximum axial load on the columns - based on Assessment calculations - Appendix E

$$\beta_{g.2} = 1.17$$

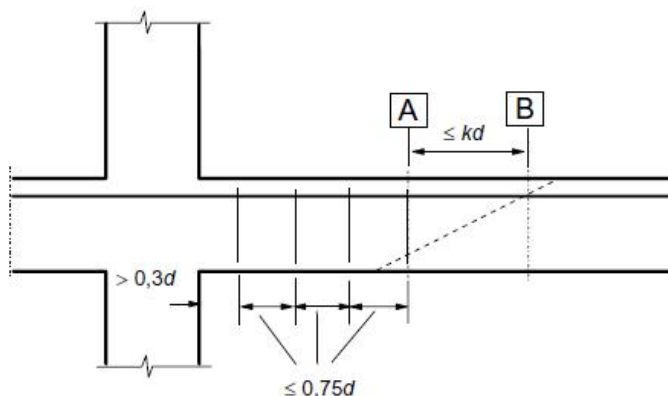
factor to applied punching shear due to eccentricity at the supporting columns - refer to Appendix E

$$u_{out.ef} := \frac{\beta_{g.2} \cdot N_{Ed.max}}{v_{Rd.c} \cdot d_{max}} = 24.66 \text{ m}$$

outer control perimeter where punching shear reinforcement is not required any more, based on the applied forces

$$d_{out.ef} := \frac{u_{out.ef} - 2 \cdot (w_{str.col} + t_{col})}{2 \pi} = 2778.38 \text{ mm}$$

theoretical radius of outer control perimeter where punching shear reinforcement is not required any more. It is more than the basic control perimeter and therefore the reinforcement will continue to the control perimeter 2d from the face of the support



$$k_d \cdot d_{max} = 1699.2 \text{ mm}$$

maximum distance from control perimeter [B] with no punching shear reinforcement

Check of punching shear at the face of the column

$$V_{Ed.face} := \frac{\beta_{g.2} \cdot N_{Ed.max}}{u_o \cdot d_{max}} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.max.face} := 0.4 \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}}\right) \cdot f_{cd} = 4.55 \text{ MPa}$$

Punching shear resistance at the face of the column

$$\mu_{V.face} := \frac{V_{Ed.face}}{V_{Rd.max.face}} = 0.34$$

5. Bolts geometrical properties

Design properties for metric hex bolts (Typical coarse pitch thread)

	Dimensions		Hole diameter d_0 [mm]				Areas		Tensile resistance $F_{t,Rd}$ [kN]								Shear resistance per shear plane $F_{v,Rd}$ [kN]					
Size	Nominal diameter d [mm]	Nut width across flats s [mm]	Normal round hole	Oversize round hole	Short slotted hole	Long slotted hole	Gross area (unthreaded part) A_g [mm ²]	Stress area (threaded part) A_s [mm ²]	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	
M5	5	8	-	-	-	-	19.6	14.2	4.09	4.09	5.11	5.11	6.13	8.18	10.2	2.73	2.27	3.41	2.84	3.41	5.45	
M6	6	10	-	-	-	-	28.3	20.1	5.79	5.79	7.24	7.24	8.68	11.6	14.5	3.86	3.22	4.82	4.02	4.82	7.72	
M7	7	11	-	-	-	-	38.5	28.9	8.32	8.32	10.4	10.4	12.5	16.6	20.8	5.55	4.62	6.94	5.78	6.94	11.1	
M8	8	13	-	-	-	-	50.3	36.6	10.5	10.5	13.2	13.2	15.8	21.1	26.4	7.03	5.86	8.78	7.32	8.78	14.1	
M10	10	16	-	-	-	-	78.5	58.0	16.7	16.7	20.9	20.9	25.1	33.4	41.8	11.1	9.28	13.9	11.6	13.9	22.3	
M12	12	18	13	15	16×13	30.0×13	113	84.3	24.3	24.3	30.3	30.3	36.4	48.6	60.7	16.2	13.5	20.2	16.9	20.2	32.4	
M14	14	21	15	17	18×15	35.0×15	154	115	33.1	33.1	41.4	41.4	49.7	66.2	82.8	22.1	18.4	27.6	23.0	27.6	44.2	
M16	16	24	18	20	22×18	40.0×18	201	157	45.2	45.2	56.5	56.5	67.8	90.4	113.0	30.1	25.1	37.7	31.4	37.7	60.3	
M18	18	27	20	22	24×20	45.0×20	254	192	55.3	55.3	69.1	69.1	82.9	110.6	138.2	36.9	30.7	46.1	38.4	46.1	73.7	
M20	20	30	22	24	26×22	50.0×22	314	245	70.6	70.6	88.2	88.2	105.8	141.1	176.4	47.0	39.2	58.8	49.0	58.8	94.1	
M22	22	34	24	26	28×24	55.0×24	380	303	87.3	87.3	109.1	109.1	130.9	174.5	218.2	58.2	48.5	72.7	60.6	72.7	116.4	
M24	24	36	26	30	32×26	60.0×26	452	353	101.7	101.7	127.1	127.1	152.5	203.3	254.2	67.8	56.5	84.7	70.6	84.7	135.6	
M27	27	41	30	35	37×30	67.5×30	573	459	132.2	132.2	165.2	165.2	198.3	264.4	330.5	88.1	73.4	110.2	91.8	110.2	176.3	

$$A_{s.str} = 245 \text{ mm}^2$$

Effective stress area for M20

ref: <https://eurocodeapplied.com/design/en1993/bolt-design-properties>

$$F_{tV.Rd} := f_{yb.d} \cdot A_{s.str} = 117.6 \text{ kN}$$

Tensile strength of "bars" assumed in the shear strengthening calculations

$$F_{t.Rd} := 0.9 \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{s.str} = 130.67 \text{ kN}$$

Tensile capacity of bolts

$$F_{tV.Rd} < F_{t.Rd} = 1$$

Grenseveien sykkeltiltak - Bru

PREPARED: EGK, 2024-10-07

Strengthening of deck slab

CHECKED: FAU, 2024-10-15

APPROVED: XXX, 2024-xx-xx

The assumed axial resistance of the shear reinforcement for the strengthening design is smaller than the tensile capacity of the bolts and therefore the chosen bolt size is adequate to undertake the applied loads.

Size of washer for concrete compression check

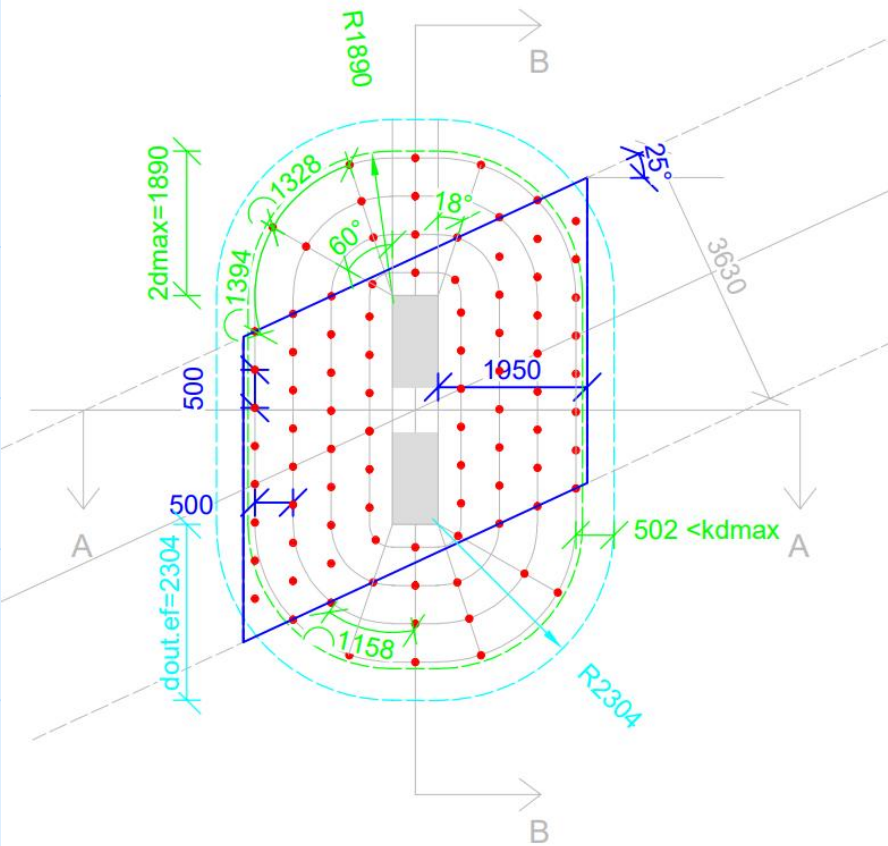
It is assumed that the bolts are tightened up to their axial capacity. That compression force is transferred to the concrete deck through the washer or an end plate. The size of the end plate is governed by the compressive capacity of the concrete.

$$\sqrt{\left(\frac{F_{t,Rd}}{f_{cd}} + \frac{\pi \cdot (21 \text{ mm})^2}{4}\right) \cdot \frac{4}{\pi}} = 89.65 \text{ mm}$$

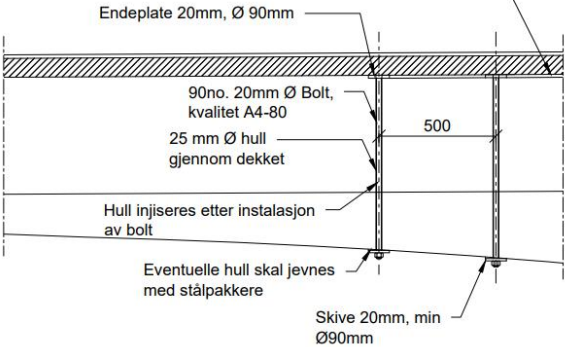
An oversized washer or an end plate of 90mm diameter needs to be used in order to make sure that the concrete will be intact.

6. Geometrical configuration of strengthening

The strengthening bolts will be placed parallel to the faces of the piers. Additional reinforcement is needed to cover the maximum lateral distance between the punching shear rein. rule ($<1.5d$).
 Note: scanning of deck for existing reinforcement is required so existing reinforcement won't be hit with the drilling.



Betonglag som skal fjernes fra toppen.
 Maks tykkelse på betong som skal fjernes skal være 30 mm.
 Området mørtles opp med reparasjonsmørtel etter utført forsterkning.



for more details refer to Appendix H of the report

Grenseveien sykkeltiltak - Bru
Strengthening of deck slab

Wurth and HILTI provide a strengthening solution as well. The number of drillings and diameter of the anchors are increased compared to the Eurocode Solutions. Therefore in this case where the surfacing and waterproofing are going to be replaced on top of the bridge the EUROCODE solution makes the preferable option. For clarity the calculation for the other two solutions are not included in the current calculations. A table comparing the 3 different solutions can be found below

Inputs						
Outputs	Solution	Anchor Diam	No of drillings	Difference with Eurocode	Length of drilling	
	Eurocde	20mm	90	N/A	through the deck	max 1.0m
	WURTH	22mm	136	46	From bottom of deck to the level of the top reinforcement	approx. 0.95m
	HILTI	20mm	130	40	From bottom of deckin 45o to below the top reinforcement	1.1m - 0.9m

BILAG I: FORSTERKNING DETALJTEGNINGER