



MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 24.10.2016	ANTALL SIDER: 116 + 44 sider vedlegg
------------------------------------	---------------------	---

TITTEL:

Beregning og oppfølging av betongbro med betydelig skadeomfang
Calculation and assessment of concrete bridge with severe damages

UTFØRT AV:

Erik Salen



SAMMENDRAG:

Tjeldsundbrua er en hengebro i Troms fylke med en lengde på totalt 1007 m. Betrakningene i denne oppgaven dreier seg kun om den vestre viadukten med pilarer og brooverbygning i slakkarmert betong med en lengde på 406 m fra vestre landkar og til vestre kabelpilar.

Betongkonstruksjonen er utsatt for en rekke skademekanismer som alkalireaksjoner, armeringskorrosjon, karbonatisering og kloridinntrengning. Imidlertid skal denne oppgaven kun konsentrere seg om de opptredende alkalireaksjonene og lastvirkningene som oppstår fra lengdeutvidelsen av brobjelken. Kartleggingen av skadeomfanget baserer seg på tilstandskontroller av konsulentfirma og befaring utført av annen masterkandidat av Tjeldsundbrua.

Lastanalyser er gjennomført i bromodelleringsprogrammet NovaFrame av egenvekt, trafikklast, temperaturlast og deformasjonslast etter aktuelle standarder og håndbøker for dimensjonering.

Det er utført kontroll i både lengde- og tverretningen av brooverbygningens skjær- og momentkapasitet i bruddgrensetilstanden. Det er valgt to kritiske snitt som presumptivt har den største belastningspåkjenningen i henholdsvis felt og over støtte. Dessuten er den kombinerte aksialkraft- og bøyemomentkapasiteten til søylene beregnet som blir utsatt for den største påkjenningen. Dimensjoneringen viser at brokonstruksjonen ikke har tilstrekkelig kapasitet i prosjektert, uskadd tilstand. Når skadeomfanget tas i betraktning vil kapasitetsoverskridelsen øke. Mekaniske reparasjoner er allerede gjennomført på brokonstruksjonen og nye må påregnes og utføres innen få år. Det er derimot ikke utarbeidet en verifikasjon av kapasiteten av skadd bro i denne oppgaven.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDERE: Terje Kanstad, NTNU, Håvard Johansen, Statens Vegvesen Vegdirektoratet Bruseksjonen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne oppgaven er utført ved institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU på våsemesteret 2016. Oppgaven utgjør et større skriftlig arbeide hvor masterkandidaten fordyper seg i en bestemt problemstilling og markerer slutten på det 5 – årige studieprogrammet Bygg – og miljøteknikk. Den teller 30 studiepoeng og er utført individuelt.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Statens Vegvesen som skal anvende denne som grunnlagsmateriale for vurdering av skadetilstand og videre oppfølging av Tjeldsundbrua lokalisert i Troms fylke. Fagveilederen for denne masteroppgaven er professor Terje Kanstad ved institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU. Veilederen og kontaktpersonen i etaten er Håvard Johansen i Bruseksjonen.

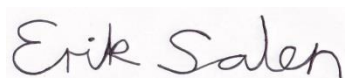
Gjennom arbeidet med oppgaven har undertegnede tilegnet betydelig kompetanse og forståelse av prosjektering av brokonstruksjoner. Dimensjoneringen av Tjeldsundbrua ble foretatt i henhold til gjeldende standardverk som er NS3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler. Tidligere betongemner jeg har hatt ved NTNU er basert på Eurokode 2 og denne ble implementert lenge etter Tjeldsundbrua ble ferdigstilt. Dermed var NS3473 ganske fremmed for meg ettersom beregningsreglene og kravene skiller seg vesentlig fra Eurokoden på flere punkter. Derimot har jeg skaffet meg grundig innsikt i NS3473 som jeg ikke ville vært foruten selv om det tok mye tid og sette seg inn i et annet og foreldet regelverk.

For øvrig har undertegnede ikke beskjeftiget seg med skademekanismer på betongkonstruksjoner gjennom tidligere betongteknologiemner ved NTNU. Arbeidet med masteroppgaven har vært særdeles lærerik i så måte hvor registrering og beskrivelse av skadeomfanget utgjorde en sentral del. Dessverre fikk jeg ikke gjennomført en egen inspeksjon av Tjeldsundbrua ettersom den økonomiske situasjonen i Statens Vegvesen Region Nord ikke tillot det.

Bromodelleringsprogrammet NovaFrame ble benyttet for å analysere lastene på brokonstruksjonen. Programvaren ble oppfattet som avansert og myntet på kvalifiserte brukere, og var ikke like intuitivt som FAP som ble anvendt i prosjektoppgaven i fjor høst. Uforholdsmessig mye tid ble brukt for å sette seg inn i dette programmet. Dessuten var det besværlig med alle de tekniske problemene som oppstod med programmet.

Videre vil jeg rette en stor takk til fagveileder Terje Kanstad for god veiledning og oppfølging gjennom tallrike faglige drøftelser av oppgaven. Dessuten har korrespondansen med Håvard Johansen ved Statens Vegvesen vært meget hjelpelig ved tolkning av brotegninger, særlig med tanke på opplagerbetingelsene som virket underlige.

Trondheim 24. oktober 2016



Erik Salen

Sammendrag

Tjeldsundbrua er en hengebro i Troms fylke ferdigstilt i 1967 med en samlet lengde på 1007 m som krysser Tjeldsundet over Steinslandsstraumen mellom Leikvikhamn på Hinnøya, som for øvrig er Norges største øy, og Steinsland på fastlandet. Tjeldsundbrua inngår i Europavei 10 og er viktig for kommunikasjonen videre vestover til Vesterålen og Lofoten. Hengebrospennet har et hovedspenn på 290 m og en fri seilingshøyde på 41 m ved middel vannstand. Brooverbygningen i hengebrospennet består av romfagverk med avstivningsbærer og støpt armert dekke på toppen. Tjeldsundbrua har to viadukter med brooverbygning bestående av to betongbjelker med dekke og pilarer i betong. Betongkonstruksjonen er kun slakkarmert. Vestre og østre viadukt har en lengde på henholdsvis 406 m og 115 m. Broen har to kjørefelt med fortau på begge sider og tilhører bruksklasse Bk10/50. Betrakningene i denne oppgaven skal i all hovedsak dreie seg om den vestre viadukten.

Inspeksjonene som er foretatt av broen både av Multiconsult i 2014 og masterkandidat Ragnild Lokna Nygård i 2015 avdekker at broen generelt er i god tilstand. Derimot er det enkelte steder av broen som er gjenstand for omfattende skademekanismer. I denne oppgaven skal fortrinnsvis alkalireaksjoner behandles. Denne skademekanismen er blitt påvist både gjennom visuelle inspeksjoner og utboring av kjerneprøver. Alkalireaksjonene har blant annet forårsaket krakelingsriss og ekspansjoner av brobjelken som har resultert i at fuger, lagre og tverrsnittet av brooverbygningen delvis har blitt ødelagt og at søylene har blitt skjøvet ut av stilling. Multiconsult har konkludert med at utbedringstiltak gjennom mekaniske reparasjoner bør gjennomføres innen 2017 på de mest kritiske stedene angitt med skadegrad 3.

Lastanalyser er foretatt i bromodelleringsprogrammet NovaFrame av egenvekt, trafikklast, temperaturlast og deformasjonslast i henhold til aktuelle håndbøker og standarder. Kontroll av kapasiteten i prosjektert, uskadd tilstand til både brooverbygningen og søylene i mest påkjente snitt er gjennomført i bruddgrensetilstanden. Andre grensetilstander er ikke vurdert. Resultatene av beregningene konkluderer med at kapasiteten til brobjelken ikke er tilstrekkelig.

Abstract

The Tjeldsund Bridge is a suspension bridge in Troms County completed in 1967 with a total length of 1007 m that spans the Strait of Tjeldsund across Steinslandsstraumen between Leikvikhamn on the Island of Hinnøya, which is Norway's largest island, and Steinsland on the mainland. The Tjeldsund Bridge is a part of E10 and important for the communication westwards towards Vesterålen and Lofoten. The suspension span has a main span of 290 m and a sailing height of 41 m with mean sea level. The bridge span in the suspension span consists of steel truss with a slab of reinforced concrete on top. The Tjeldsund Bridge has two viaducts with bridge spans consisting of two concrete beams with slab and columns in concrete. The concrete construction consists entirely of non – tensioned conventional reinforcement bars. The viaduct in the western and eastern end has a length of 406 m and 115 m respectively. The bridge has a total of two lanes for traffic in opposite direction and elevated pedestrian lanes on both sides although they are not meant for pedestrian traffic. The bridge has bridge class Bk10/50. The assessments in this thesis will mainly regard the western viaduct.

The inspections conducted on the bridge by both Multiconsult in 2014 and master student Ragnhild Lokna Nygård in 2015 indicate that the bridge is generally in a good condition. However are several parts of the bridge subjected to severe damage mechanisms. Only alkali reactions will be assessed in this thesis. This damage mechanism has been indicated by both visual inspections and by extracting core samples of the concrete material. The alkali reactions have among others caused cracks and expansions of the bridge girder resulting in damages to joints, bearings and cross section of bridge span and columns being pushed out of position. Multiconsult has concluded that measures by mechanical repairs must be implemented within 2017 on places most exposed to damages characterized by a damage degree of 3.

Load analysis have been performed in the bridge modelling program NovaFrame of dead weight, traffic loads, thermal loads and deformation loads according to relevant handbooks and design codes. Capacity controls in designed, undamaged state of both the bridge girder and the columns that are exposed to the largest sectional forces have been conducted in the ultimate limit state. Other limit states have not been considered. The results of the calculations conclude that the capacity of the bridge girder is exceeded.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag.....	iii
Abstract.....	v
Figurliste.....	viii
Tabelliste.....	xii
1 Innledning.....	15
2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua.....	17
3 Prosjekteringsgrunnlag.....	31
4 Materialdata.....	32
5 Modellering av viadukten i NovaFrame.....	34
6 Lastanalyse.....	38
7 Beregning av kapasitet.....	62
8 Lastkombinasjoner.....	84
9 Lastvirkning forårsaket av deformasjonslast fra alkalireaksjoner.....	87
10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen.....	91
11 Skademekanismer.....	102
12 Skadeomfang.....	105
13 Konklusjon.....	113
14 Referanser.....	115
Vedlegg	
Tverrsnitt av aksene.....	117

Figurliste

- 2.1 Lengdeprofil av Tjeldsundbrua
- 2.2 Aksenummering
- 2.3 Typisk vertikalt tverrsnitt av søyleakse
- 2.4 Typisk horisontalt tverrsnitt av søyleakse
- 2.5 Tverrsnitt av brooverbygningen mellom 9 meter øst for akse 2 og akse 17
- 2.6 Tverrsnitt av brooverbygningen mellom akse 18 og akse 22
- 2.7 Helning av brooverbygningen i vertikalplanet
- 2.8 Tverrsnitt av brooverbygningen med inndeling i kjørebaneer
- 2.9 Vestre landkar
- 2.10 Fast lager og rullelager i akse 9
- 2.11 Fast lager og rullelager mellom brooverbygning og forankringspilar
- 2.12 Rullelager i akse 22
- 2.13 Monolittisk forbindelse
- 2.14 Statisk system for vestre del av vestre viadukt
- 2.15 Statisk system for østre del av vestre viadukt
- 2.16 Lengdeprofil av viadukten med grunnforhold
- 2.17 Vertikalt tverrsnitt av søyleakse plassert i sjøen
- 2.18 Spennviddeinndeling av vestre viadukt
- 2.19 Tverrsnitt av dekkekonstruksjonen mellom 9 meter øst for akse 2 og akse 22
- 5.1 Aksenummering av de to seksjonene av vestre viadukt i NovaFrame
- 5.2 Tverrsnitt av brooverbygningen og angivelse av punkter for definering av massivt tverrsnitt
- 6.1 Tverrsnitt av brooverbygningen
- 6.2 Egenlasten over to felter
- 6.3 Momentdiagram for egenlasten
- 6.4 Korreksjon av støttemomentet for egenlasten
- 6.5 Skjærkraftdiagram for egenlasten

- 6.6 Lastkonfigurasjon for vogntoglast Bk10
- 6.7 Inndeling av kjørebanelen i kjørefelt
- 6.8 Momentdiagram for trafikklasten påkjent i to felter
- 6.9 Korreksjon av støttemomentet for trafikklasten
- 6.10 Skjærkraftdiagram for trafikklasten påkjent i to felter
- 6.11 Beliggenheten av nøytralaksen i det homogene betongtverrsnittet
- 6.12 De fire temperaturprofilene for jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse
- 6.13 Momentdiagram for $\Delta T_{M,cool}$
- 6.14 Skjærkraftdiagram for $\Delta T_{M,cool}$
- 6.15 Momentdiagram for egenlasten
- 6.16 Skjærkraftdiagram for egenlasten
- 6.17 Momentdiagram for trafikklasten påkjent i et felt
- 6.18 Skjærkraftdiagram for trafikklasten påkjent i et felt
- 6.19 Momentdiagram for $\Delta T_{M,heat}$
- 6.20 Skjærkraftdiagram for $\Delta T_{M,heat}$
- 6.21 Plasseringen av hjullasten i mest ugunstige stilling for lastvirkning i tverretningen
- 6.22 Adolf Pucher influenslinjediagram med hjulets anleggsflate markert
- 6.23 Modell for beregning av skjærkraften ved innspenningsranden på plater når en konsentrert last angriper nær opplegget
- 6.24 Diagram for bestemmelse av faktoren k_v i uttrykket for skjærkraften per lengdeenhet i innspenningsranden når konsentrert last er påkjent nær opplegget
- 7.1 Statisk system for rammen ved kritisk snitt
- 7.2 Tverrsnitt av bjelkesteget i akse 21
- 7.3 Kraftmodell som danner grunnlaget for beregning av betongtrykksonens momentkapasitet over støtte
- 7.4 Tøyingskurve ved brudd
- 7.5 Effektiv flensbredde med virksom strekkarmering i plateflensen

- 7.6 Kraftmodell for beregning av betongtrykksonens momentkapasitet ved inkludering av strekkarmering innenfor effektiv flensbredde
- 7.7 Utførelse av bøylearmering i bjelkesteget i kritisk snitt ved støtte
- 7.8 Statisk system for rammen ved kritisk snitt i felt
- 7.9 Effektiv flensbredde i felt
- 7.10 Tverrsnitt av bjelkesteget i felt i kritisk snitt
- 7.11 Kraftmodell for beregning av momentkapasiteten av et T – tverrsnitt i felt
- 7.12 Bøylearmering i kritisk snitt i felt
- 7.13 Anskueliggjøring av faktisk brooverbygning, forenklet brooverbygning med plateflenstykkelse $t = 210$ mm og plateflensens statisk system
- 7.14 Tverrsnitt av plateflensen normalt på brobjelkens lengdeakse over en enhetsbredde på $b = 1$ m
- 9.1 Modell av broen og statisk system med deformasjonslast fra alkalireaksjoner
- 9.2 Forskyvning av søyletoppen på grunn av alkalireaksjoner
- 9.3 Momentdiagrammet for deformasjonslasten fra alkalireaksjonene i brodrageren
- 9.4 Momentdiagrammet for deformasjonslasten fra alkalireaksjonene i pilarene
- 9.5 Skjærkraftdiagrammet for deformasjonslasten fra alkalireaksjonene i brodrageren
- 10.1 Tverrsnitt av søylen i akse 21 som skal dimensjoneres
- 10.2 Kraftmodellen som danner grunnlaget for beregningen av den kombinerte aksialkraft- og bøyemomentkapasiteten for søyletverrsnittet
- 10.3 Modifisert kvadratisk tverrsnitt for å forenkle kapasitetsberegningene
- 10.4 Tøyningskurve for tøyingstilstand 2
- 10.5 Tøyningskurve for tøyingstilstand 3
- 10.6 Tøyningskurve for tøyingstilstand 4
- 10.7 Kapasitetskurve for søyletverrsnittet
- 11.1 Reaksjonstrekanten som viser hvilke tre betingelser som alle må foreligge for at alkalireaksjoner skal oppstå
- 11.2 Alkaligel som tyter ut av et prøvestykke av betong
- 11.3 Kart over forekomster av bergarter i Norge som er alkalireaktive

- 12.1 Dilatasjonsfugen i akse 9 med en prosjektert fugeåpning på 80 mm ved middeltemperatur på 3°C.
- 12.2 Forskyvning av fast lageret i akse som følge av alkalireaksjoner i brooverbygningen
- 12.3 Lengdeutvidelsen av brobjelken mellom akse 17 og akse 9
- 12.4 Ballastkassen over forankringen av kablene for hengebrospennet
- 12.5 Riss med utfelling av alkaligel på forankringspilarens nordre vegg
- 12.6 Krakeleringsriss på kabelsadelen i kabelpilaren i akse 22
- 12.6 Riss i søndre pilar i akse 4
- 12.7 Riss i søndre pilar i akse 3
- 12.8 Utfelling av alkaligel ved like over fundament i akse 3
- 12.9 Krakeleringsriss i rigelen mellom søylene i akse 3
- 12.10 Akse 22 med vindkryss mellom pilarene
- 12.11 Krakeleringsriss i vindkryss og pilar i akse 22

Tabelliste

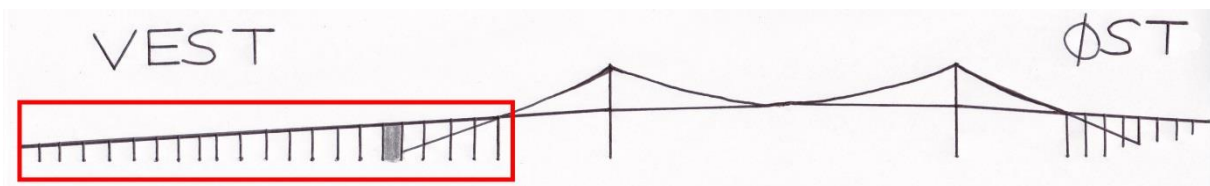
- 2.1 Data om søylene
- 4.1 Materialdata armert betong
- 4.2 Materialdata kamstål
- 6.1 Bidrag til egenlasten
- 6.2 Momentverdier ved støtte for egenlasten
- 6.3 Skjærkraftverdier ved støtte for egenlasten
- 6.4 Momentverdier ved støtte for trafikklasten
- 6.5 Skjærkraftverdier ved støtte for trafikklasten
- 6.6 Momentverdier for kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og vertikal lineært varierende temperaturdifferanse
- 6.7 Skjærkraftverdier for kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse
- 6.8 Momentverdier for kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse
- 6.9 Skjærkraftverdier for kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse
- 6.10 Karakteristiske verdier av støttemoment
- 6.11 Karakteristiske verdier av skjærkraft ved støtte
- 6.12 Karakteristiske verdier av feltmoment
- 6.13 Karakteristiske verdier av skjærkraft i felt
- 6.14 Karakteristiske momentverdier i tverretningen ved fast innspent platekant
- 6.15 Karakteristiske skjærkraftverdier i tverretningen ved fast innspent platekant
- 7.1 Tverrsnittsdimensjoner og materialparametre for beregning av betongtrykksonens momentkapasitet
- 7.2 Tverrsnittsdimensjoner for beregning av betongtrykksonens momentkapasitet
- 7.3 Beregning av midlere effektiv tverrsnittshøyde med inkludering av strekkarmering i effektiv flensbredde
- 7.4 Minimumsarmering i lengderetningen for bjelker

- 7.5 Tverrsnittsdimensjoner og materialparametre for beregning av skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd for bjelker uten skjærarmering
- 7.6 Bidrag til skjærkraftkapasiteten mot strekkbrudd fra lengdearmeringen, uopprisset tverrsnitt og bøylearmering over støtte
- 7.7 Minimumsarmering for lengdearmeringen i felt
- 7.8 Bidrag til skjærkraftkapasiteten mot strekkbrudd fra lengdearmeringen, uopprisset tverrsnitt og bøylearmering i felt
- 7.9 Dimensjonerende momentkapasitet og skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd og trykkbrudd over støtte
- 7.10 Dimensjonerende momentkapasitet og skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd og trykkbrudd i felt
- 7.11 Dimensjonerende momentkapasitet og skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd og trykkbrudd av plateflensen i vingen i tverretningen
- 8.1 Lastfaktorer i bruddgrensetilstanden
- 8.2 Kapasitetskontroll støttemoment
- 8.3 Kapasitetskontroll skjærstrekkbrudd ved støtte
- 8.4 Kapasitetskontroll skjærtrykkbrudd ved støtte
- 8.5 Kapasitetskontroll feltmoment
- 8.6 Kapasitetskontroll skjærstrekkbrudd i felt
- 8.7 Kapasitetskontroll skjærtrykkbrudd i felt
- 8.8 Kapasitetskontroll moment i tverretningen
- 8.9 Kapasitetskontroll skjærstrekkbrudd i tverretningen
- 8.10 Kapasitetskontroll skjærtrykkbrudd i tverretningen
- 10.1 Beregning av avstand fra betongtverrsnittets tyngdepunktsakse til strekk- og trykksarmeringens tyngdepunkt
- 10.2 Momentbidrag til søyletoppen
- 10.3 Aksialkraftbidrag til søyletoppen

2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua

Generelt

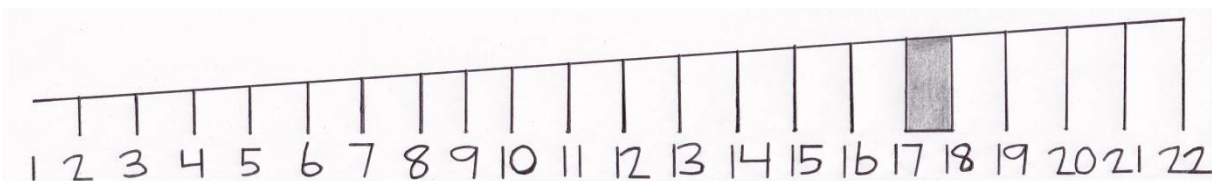
Tjeldsundbrua er en hengebro på totalt 1007 m. Den består av to viadukter i betong hvor den vestre og østre har en lengde på henholdsvis 406 m og 115 m. Hengebroen har et hovedspenn på 290 m og to sidespenn på 95 m hvor brooverbygningen er utført i romfagverk. Den frie seilingshøyden er på 41 m. Ettersom denne oppgaven kun begrenser seg til betraktninger omkring den vestre viadukten, vil det i det følgende bare gis detaljerte opplysninger om denne delen av brokonstruksjonen. Selve hengebrospennet med dimensjonering og skadebetraktninger er behandlet i masteroppgaven til Ragnhild Lokna Nygård utarbeidet ved NTNU i fjor og Elisabeth Kolnes tok for seg den østre viadukten i en masteroppgave utferdiget ved NTNU i år.



Figur 2.1 Lengdeprofil av Tjeldsundbrua med vestre viadukt markert hvor betraktningene i denne oppgaven skal foretas.

Aksenummerering

Aksene i den vestre viadukten nummeres i en serie fra 1 i aksene for landkaret og 22 i aksene for kabelpilaren. Dette lokaliseringssystemet benyttes konsistent i oppgaven.



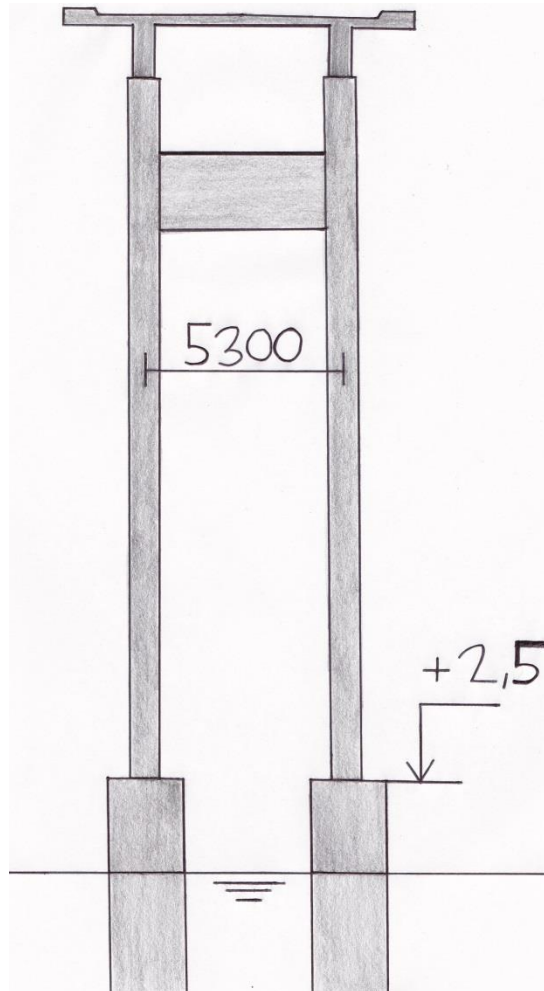
Figur 2.2 Aksenummerering av vestre viadukt.

Søyler

Søylene i viadukten består av par med en senteravstand på $s = 5300$ mm. Søylediameteren varierer mellom $\phi = 700$ mm i vestre ende og $\phi = 1100$ mm i østre ende ved kabelpilaren. Det antas at fundamentene strekker seg opp til kote + 2,5 m. Det er naturlig å betrakte at søylene starter ved kote + 2,5 m ettersom bøyestivheten til søylene er atskillig mindre enn bøyestivheten til fundamentene

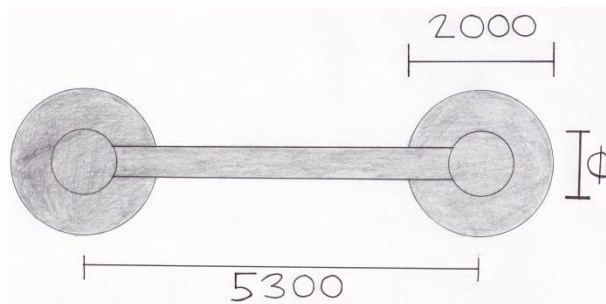
2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua

som har en tverrsnittsdiameter på $\phi = 2000$ mm. Pilarene i akse 9 har en $t = 350$ mm tykk skive i armert betong monolittisk støpt mellom seg. Mellom pilarene i akse 22 er det utført vindkryss i betong. Mellom akse 17 og 18 er det etablert en såkalt forankringspilar som fungerer som mothold for forankring av kablene fra hengebrospennet. Forankringspilarene er en kassekonstruksjon med grunnflate $16 \text{ m} \times 8 \text{ m}$ og som er fylt opp med magerbetong opp til kote $+23 \text{ m}$.



Figur 2.3 Typisk vertikalsnitt av viadukten med fundamenter, søylepar, rigel og brooverbygning. Senteravstanden mellom søyleparet er $s = 5300$ mm. Illustrasjonen er fra søyleakse 11 med fundamenter i sjøen.

2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua



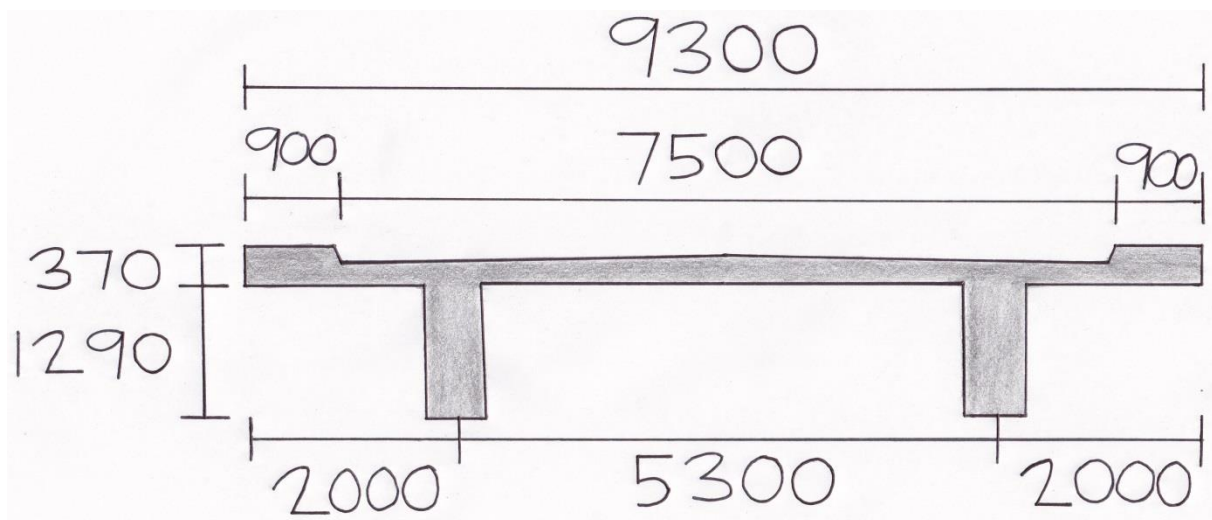
Figur 2.4 Typisk horisontalsnitt ovenfra og ned perspektiv av søylepar, rigel og fundamenter.

Aksenummer	Konstruksjonsdel	Diameter søyle ϕ	Avstand fra vestre landkar x	Kote senterlinje brobane	Søylelengde L
1	Landkar			10 665	
2	Søylepar 1	700	16 000	11 665	7615
3	Søylepar 2	700	36 000	12 915	11 365
4	Søylepar 3	800	56 000	14 165	10 115
5	Søylepar 4	800	76 000	15 415	11 365
6	Søylepar 5	800	96 000	16 665	12 615
7	Søylepar 6	800	116 000	17 915	13 865
8	Søylepar 7	800	136 000	19 165	15 115
9	Søylepar 8	800	152 000	20 165	16 115
10	Søylepar 9	800	168 000	21 165	17 115
11	Søylepar 10	800	188 000	22 415	18 365
12	Søylepar 11	800	208 000	23 665	19 615
13	Søylepar 12	800	228 000	24 915	20 865
14	Søylepar 13	1000	248 000	26 165	22 115
15	Søylepar 14	1000	268 000	27 415	23 365
16	Søylepar 15	1000	288 000	28 665	24 615
17	Forankringspilar vestre ende		307 000	29 853	
18	Forankringspilar østre ende		323 000	30 853	
19	Søylepar 16	1100	343 000	32 103	27 853
20	Søylepar 17	1100	364 000	33 415	29 165
21	Søylepar 18	1100	385 000	34 728	30 478
22	Vestre kabelpilar	1000	406 000	36 040	31 790

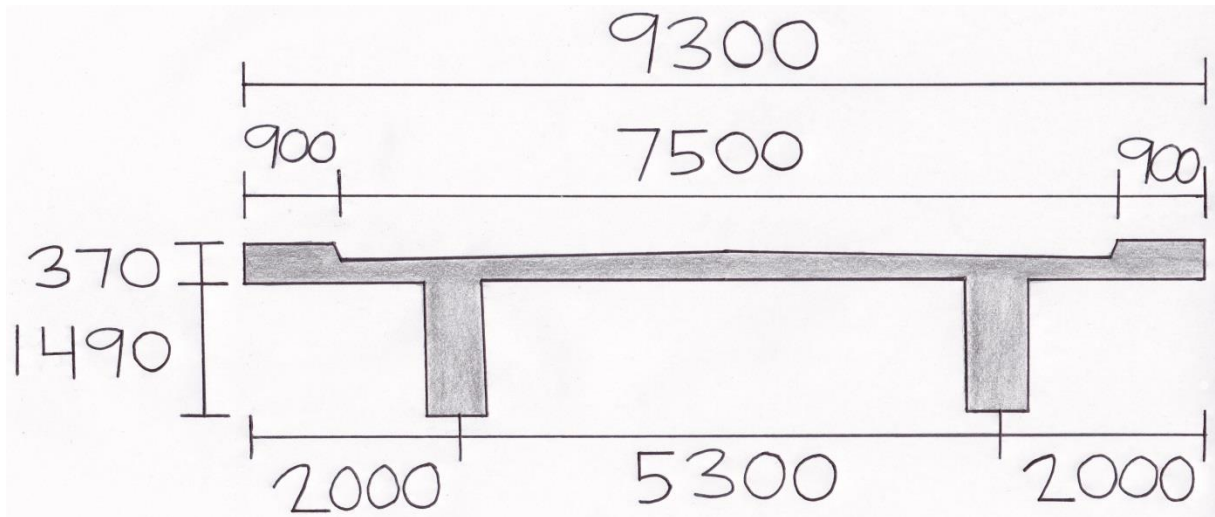
Tabell 2.1 Data om søylene.

Brooverbygningen

Brooverbygningen er av type plasstøpt bjelkeplatebro i betong. Det er kun slakkarmering i brooverbygningen. Bjelkehøyden er konstant lik $h = 1500$ mm mellom 9 meter øst for akse 2 og akse 17, det vil si vestre ende av forankringspilaren, og konstant lik $h = 1700$ mm mellom østre ende av forankringspilaren og kabelpilaren. Over forankringspilaren varierer bjelkehøyden lineært mellom de to bjelkehøydene i hver ende. Mellom 9 meter øst for akse 2 og landkaret varierer bredden i takt med utformingen av klotoiden og kurveutvidelsen. Tverrfallet varierer også. Mellom 9 meter øst for akse 2 og akse 22 er plateflensen $t = 210$ mm tykk ved fortauskanten og $t = 260$ mm tykk i brooverbygningens senterlinje. Plateflensen har dermed et tverrfall tilsvarende 13,33 % fra senterlinjen og ut til begge fortauskantene.



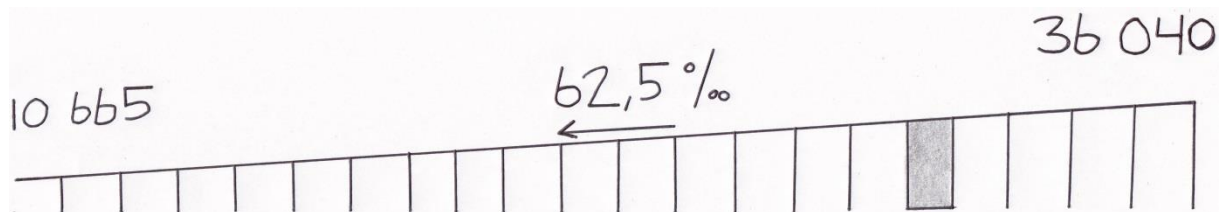
Figur 2.5 Tverrsnitt av brooverbygningen mellom 9 meter øst for akse 2 og akse 17.



Figur 2.6 Brooverbygning mellom akse 18 og akse 22.

Brooverbygningens kurvatur i horisontalplanet og vertikalplanet

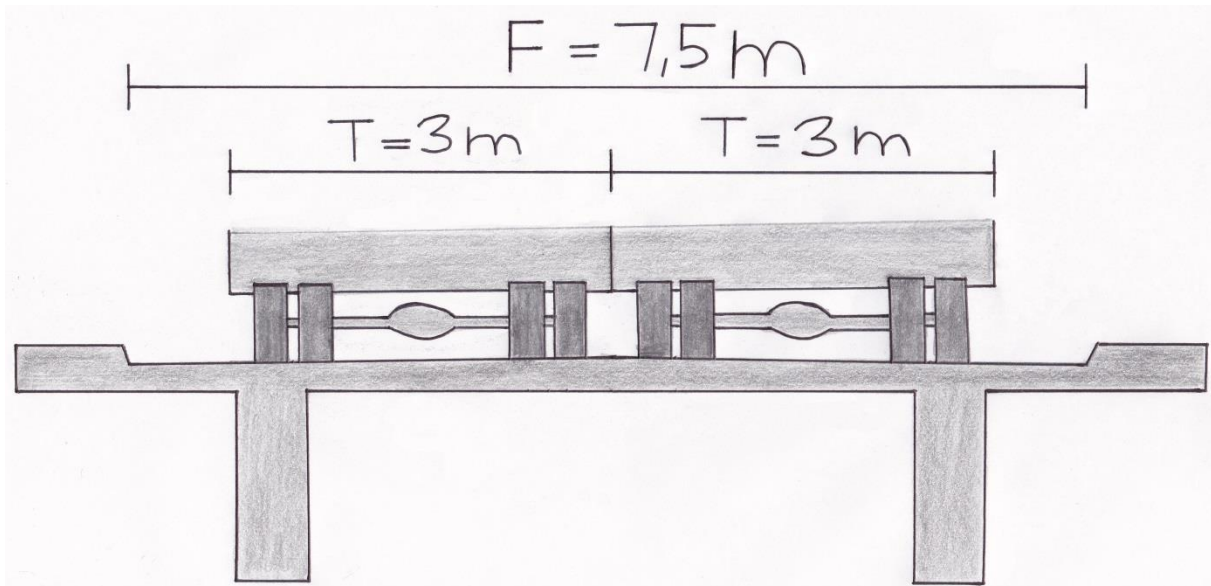
Brooverbygningen har en konstant helning på 62,5 % i vertikalplanet, eller med andre ord danner veglinjen en vinkel på $\alpha = 3,6^\circ$ med horisontalplanet. Vertikalkurvaturen blir dermed lik ∞ . Den har ingen horisontalkurvatur bortsett fra en klottoide med $A = 63$ som starter 9 meter øst for akse 2 og forbi landkaret. Kjørebanelen har et tverrfall fra senterlinjen og ut mot begge fortauskantene på 13,33 % mellom 9 meter øst for akse 2 og akse 22.



Figur 2.7 Lengdeprofil av vestre viadukt med helning i vertikalplanet og koter for senterlinjen av kjørebanelen over henholdsvis landkaret og kabelpilaren.

Føringsbredde og inndeling i kjørebaner

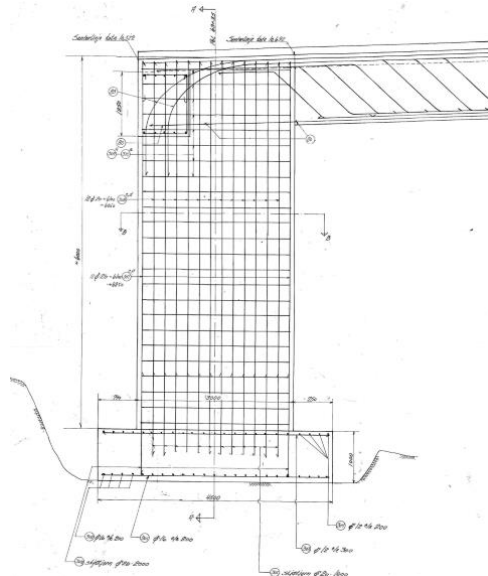
Brooverbygningen har to kjørefelt og en total føringsbredde på $F = 7,5$ m. Det er to veiskuldre eller opphøyede sidekanter på begge sider av kjørebanen med en bredde på $0,9$ m. Det er derimot ingen gang og sykkeltrafikk på disse.



Figur 2.8 Tverrsnitt av brooverbygning med føringsbredde mellom veiskuldrene på $F = 7,5$ m og breddebehov for tunge kjøretøy/vogntog på $T = 3$ m.

Grensebetingelser, forbindelse landkar/brooverbygning, forbindelse søyle/brooverbygning og statisk system

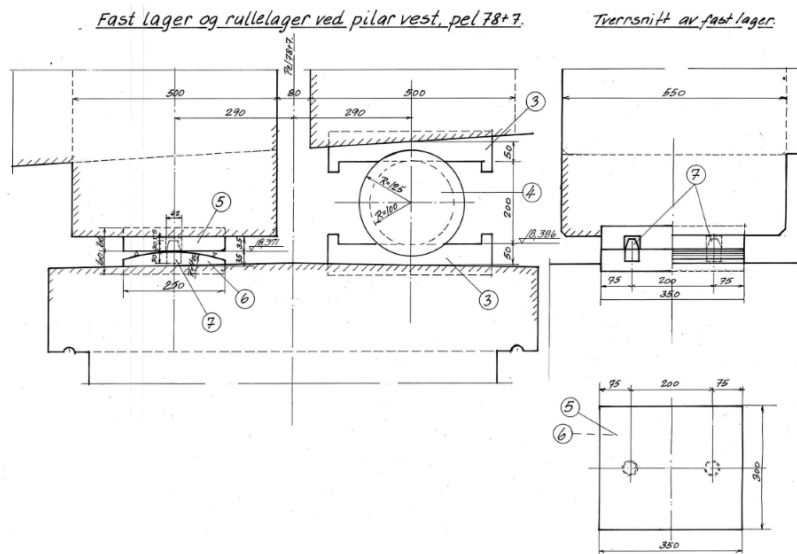
Akse 1, landkar



Figur 2.9 Tegning av vestre landkar med forbindelse til brooverbygningen. Ettersom dimensjonene og bøyestivheten til landkaret er atskillig større enn brooverbygning anses brooverbygningen til å være fast innspent til landkaret. Dessuten er forbindelsen monolittisk innstøpt.

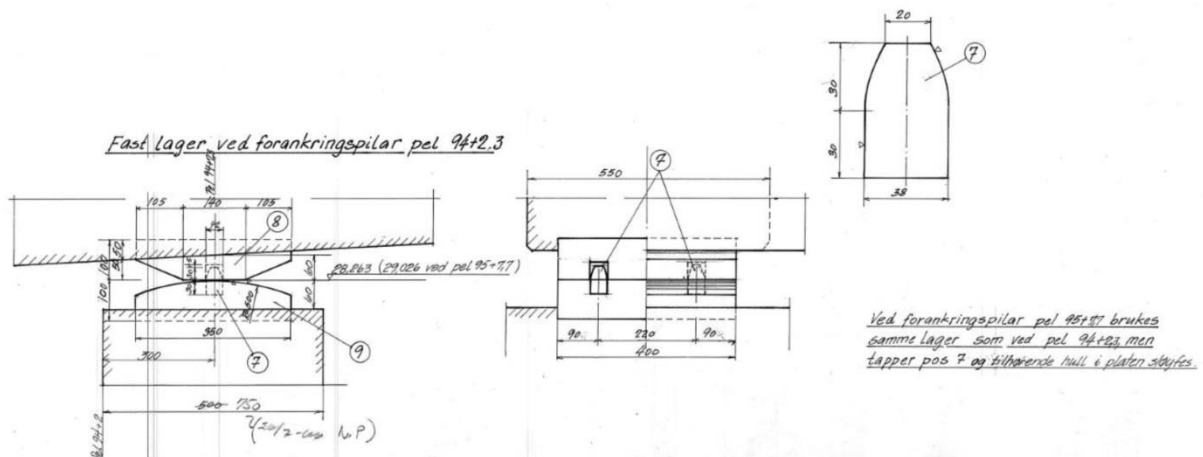
2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua

Akse 9, søylepar 8



Figur 2.10 Ved akse 9 er det etablert et fast lager under bjelkeelementenden mot vest og rullelager under bjelkeelementenden mot øst. Dessuten er det en dilatasjonsfuge med en spalte på 80 mm som atskiller brooverbygningen.

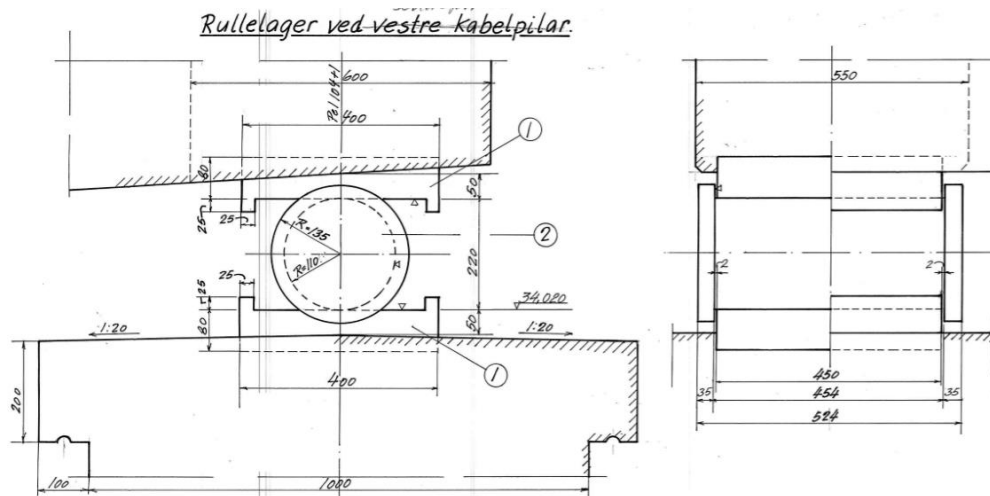
Akse 17 og 18, forankringspilar



Figur 2.11 Ved vestre ende av forankringspilaren eller akse 17 er det etablert et fast lager. Ved den østre enden av forankringspilaren eller akse 18 er det et tilsvarende lager bare uten tapp. Betrakter dette dermed som et rullelager.

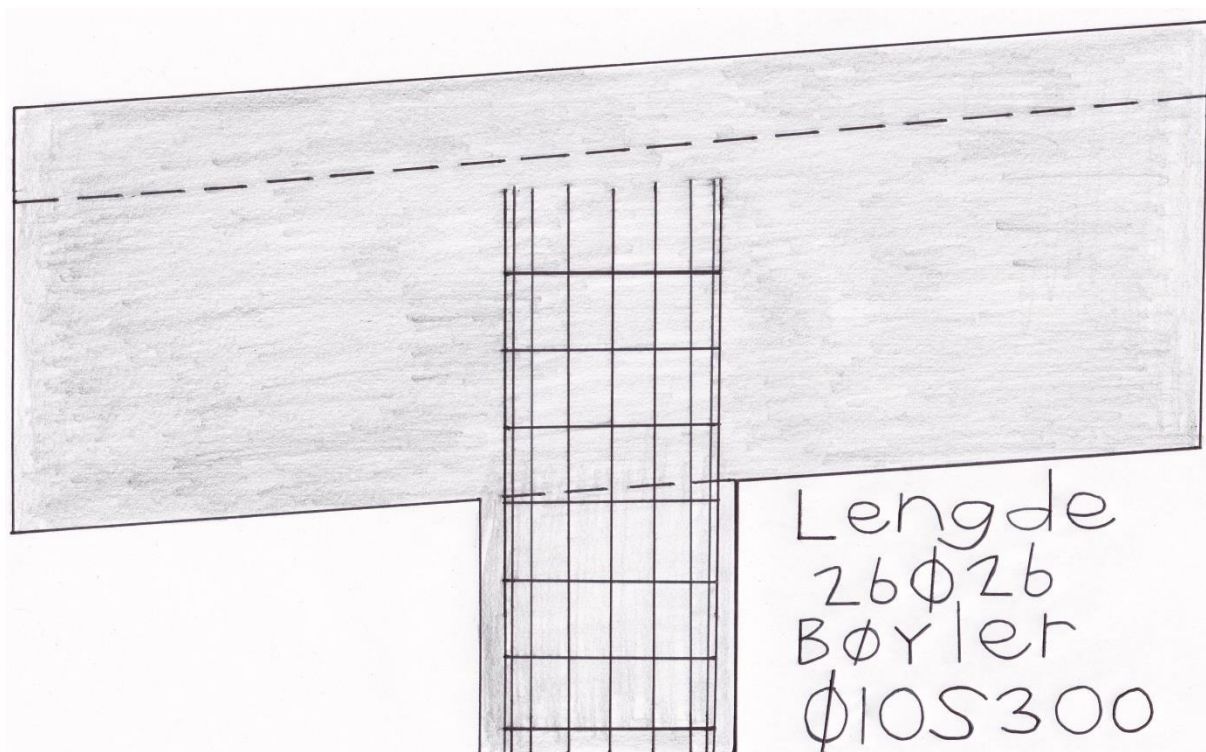
2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua

Akse 22, vestre kabelpilar



Figur 2.12 Ved kabelpilaren er det utført et rullelager.

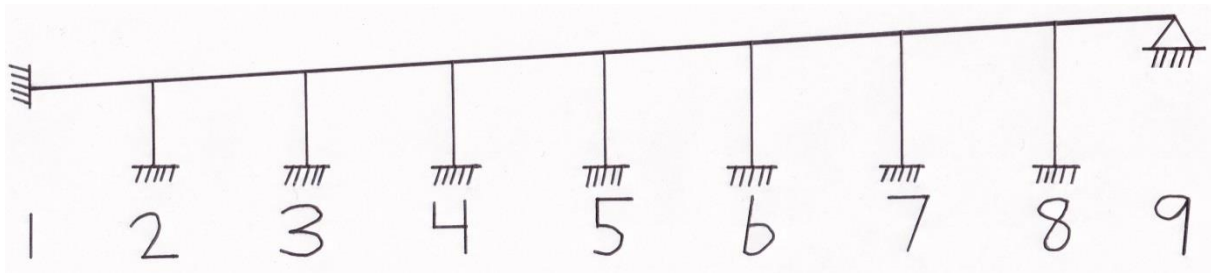
Ved samtlige andre forbindelser mellom søyle og brooverbygning er det støpt monolittisk og dermed betraktes forbindelsen som momentstiv.



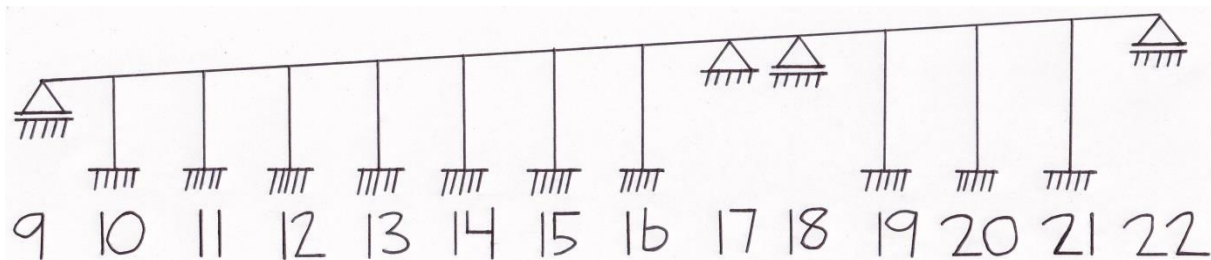
Figur 2.13 Eksempel på utførelse av en momentstiv, monolittisk forbindelse i akse 14 hvor lengdearmeringen er ført opp i bjelkesteget nesten til plateflensen.

2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua

Dessuten forutsettes det at overgangen mellom søylene og fundamentene er monolittisk innstøpt og fast innspent i kote + 2,5 m over vannstanden hvor annet ikke er angitt. Ettersom forankringspilaren er fylt opp med magerbetong til kote + 23 m er bøyestivhet til denne betraktet som uendelig stor og modelleres utelukkende med fast lager og rullelager uten hensyntagen til konstruksjonen under. Ytterligere vil det etableres to separate statiske systemer for viadukten siden dilatasjonsfugen i akse 9 ikke overfører moment. Dessuten blir den statiske modellen mer oversiktlig når konstruksjonen splittes opp i to separate statiske systemer.



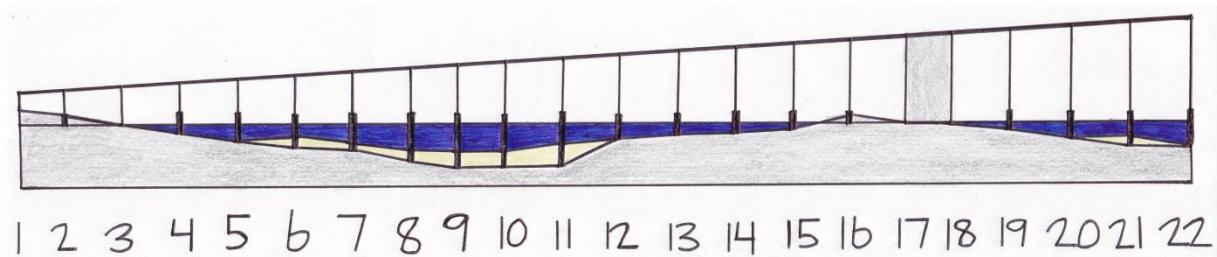
Figur 2.14 Statisk system av vestre seksjon av vestre viadukt med aksenummerering.



Figur 2.15 Statisk system av østre seksjon av vestre viadukt med aksenummerering.

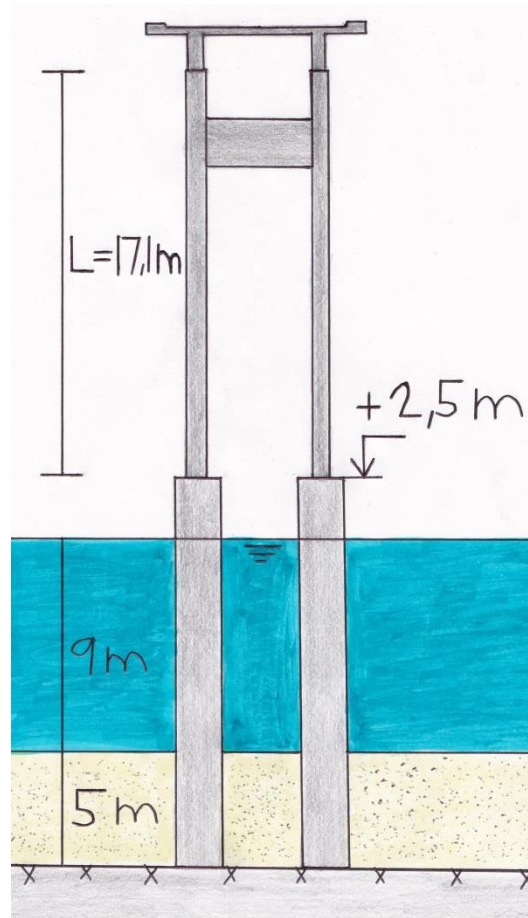
Fundamenter

Hvert fundament i hver søyleakse er ført direkte ned til fast fjell. Derimot må noen av søylefundamentene penetrere løsmasser før fast fjell nås. Etersom grunnforholdene og dybden ned til fjell ikke er så stor er det økonomisk fornuftig med mange søyleakser med korte spennvidder fremfor få søyleakser med lange spennvidder. Dybden til fast fjell er størst i akse 9 med om lag 15,3 m og dybden til løsmasser/sjøbunnen 9 m. Antar at toppen på fundamentene i sjøen er på kote + 2,5 m. De fleste fundamentene har en tverrsnittsdiameter på 2 m. Fundamentene forankres til fast fjell med ankringsbolter på $\phi 32$.



Figur 2.16 Lengdeprofil med aksenummerering av vestre viadukt med fundamenter og grunnforhold illustrert. Gult markerer løsmasser og grått fast fjell.

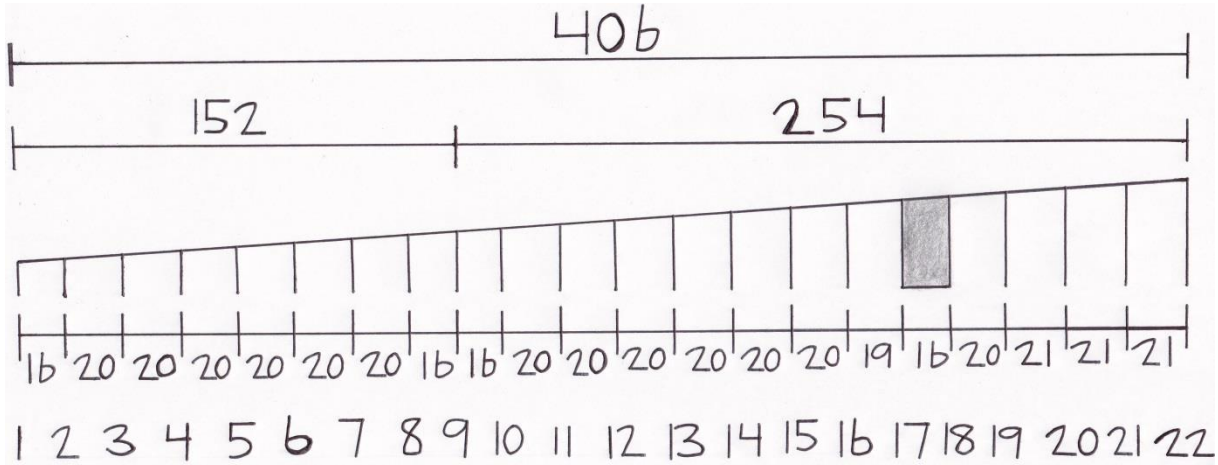
2 Beskrivelse av Tjeldsundbrua



Figur 2.17 Illustrasjon av typisk fundament i sjøen med topp over vannstand på kote + 2,5 m. Akse 10 er anskueliggjort for å vise hvordan fundamentet er ført ned til fast fjell gjennom et lag med løsmasser.

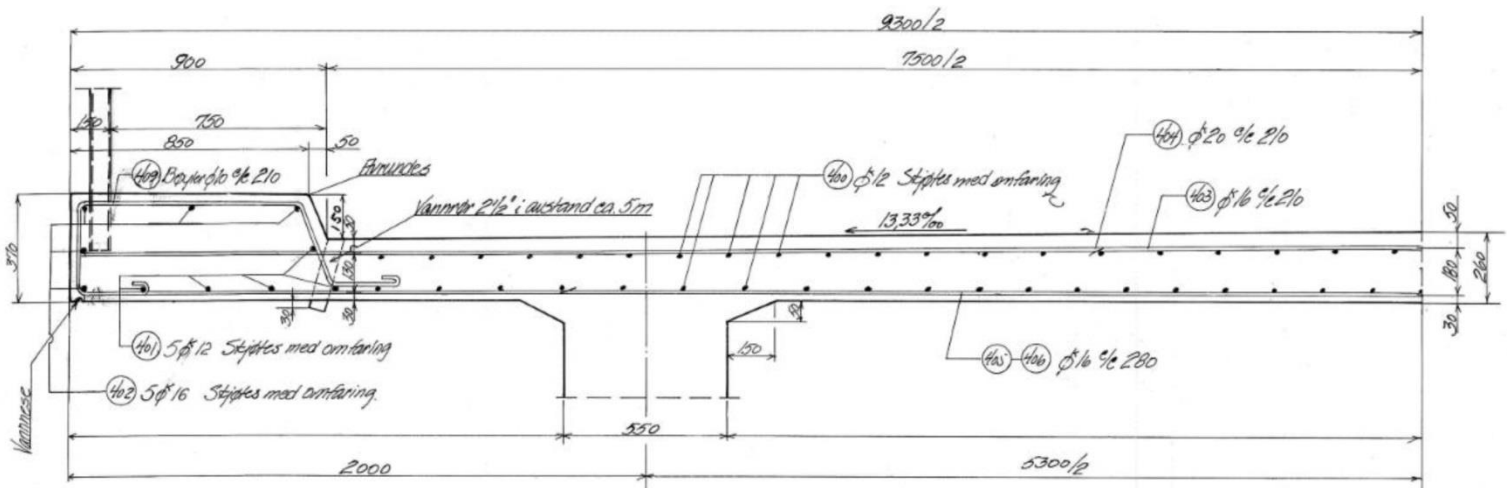
Total lengde og spennviddeinndeling

Vestre viadukts totale lengde fra vestre landkar til vestre kabelpilar er 406 m. Viadukten er delt inn i 21 spenn med lengder på 16 m – 21 m.



Figur 2.18 Stilisert modell av viadukten med spennviddeinndeling mellom søyleleaksene i meter. Dessuten er plasseringen av dilatasjonsfugen markert som er utgangspunktet for å dele viadukten i to separate statiske systemer.

Kantdrager, rekkverk og armering i platedekke



Figur 2.19 Tversnitt av dekket med lengdearmoring ut av planet bestående hovedsakelig av $\phi 12s200$. Overdekningen på oversiden av dekket er 40 mm til tverrarmoringen og overdekningen på undersiden av dekket er 22 mm til tverrarmoringen. Kantdrageren er 370 mm høy og 900 mm bred.

Geografisk beliggenhet

Tjeldsundbrua ligger i Troms fylke mellom Narvik og Harstad på Europavei 10. Den krysser den 1 km brede Steinslandsstraumen mellom Steinsland på fastlandet og Leikvikhamn på Hinnøya som for øvrig er Norges største øy i flatemål. Forankringspilaren er lokalisert på Sørholmen midt i sundet. Av betydelige byer på Hinnøya er Harstad med et innbyggertall på om lag 20 700. Tjeldsundbrua har dessuten stor betydning for kommunikasjonen videre ut mot Vesterålen og Lofoten lenger vest.



Figur 2.20 Kart over beliggenheten til Tjeldsundbrua.
[Google Maps]

3 Prosjekteringsgrunnlag

Standarder

Norsk Standard NS3473, Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler, 5. utgave november 1998

NS – EN 1991 – 1 – 5: 2003 + NA: 2008, Termiske påvirkninger

Håndbøker

Statens vegvesen Bruklassifisering Håndbok R412, Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett

Læreverk

Betongkonstruksjoner, Beregningsgrunnlag, Svein I. Sørensen, Tapir forlag, desember 2000

Publikasjoner

Norsk Betongforenings publikasjon nr. 6, Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster, 1978

Kompendium

Kursdagene 2016, Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer, Håvard Johansen
Bruseksjonen – Statens Vegvesen Vegdirektoratet

Tegninger

Tegninger av Tjeldsundbrua i Troms fylke, Vegdirektoratet, Oslo, Bruavdelingen

4 Materialdata

I henhold til oversiktstegningene av Tjeldsund bro fra Vegdirektoratet er bjelker, dekke, rigler, søyler og fundamenter utstøpt i betong med materialklasse B350. Dette er en fasthetsbetegnelse i henhold til den gjeldende standarden for prosjekteringen, nemlig NS427A, og har dermed utløpt. I følge tabell 4.2-2 i Bruklassifisering Håndbok R412 korresponderer betongklasse B350 etter NS427A med betongklasse C30 etter NS3473. Dermed benyttes materialparametre som samsvarer med denne fasthetsklassen i NS3473 i den videre dimensjoneringen. Dessuten er det angitt i oversiktstegningene at kamstålet er av materialkvalitet ks40. Det er verdt å merke seg at det er angitt en differensiering av karakteristisk strekkfasthet for kamstålet for samme fasthetsklasse med ulike armeringsdiameter i tabell 4.2-3.

Betong C30				
Karakteristisk	Trykk	Karakteristisk terningtrykkfasthet	f_{ck}	30 N/mm ²
		Karakteristisk sylindetrykkfasthet	f_{cck}	24 N/mm ²
		Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	19,6 N/mm ²
	Strekk	Strekkfasthet	f_{tk}	2,3 N/mm ²
		Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1,5 N/mm ²
		Materialfaktor i ordinær bruddgrensetilstand	γ_c	1,4
Dimensjonerende	Trykk	Dimensjonerende konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cd}	14 N/mm ²
	Strekk	Dimensjonerende konstruksjonsfasthet for strekk	f_{td}	1,1 N/mm ²
		Elastisitetsmodul	E_{cn}	24 416 N/mm ²
		Bruddtøyning	ϵ_{cu}	0,0035

Tabell 4.1 Materialdata armert betong.

4 Materialdata

Slakkarmering kamstål ks40			
Diameter 8 mm – 20 mm	Karakteristisk strekkfasthet	f_{sk}	400 N/mm ²
	Dimensjonerende strekkfasthet	f_{sd}	320 N/mm ²
	Karakteristisk flytetøyning	ϵ_{sk}	0,002
Diameter 25 mm – 32 mm	Karakteristisk strekkfasthet	f_{sk}	380 N/mm ²
	Dimensjonerende strekkfasthet	f_{sd}	304 N/mm ²
	Karakteristisk flytetøyning	ϵ_{sk}	0,0019
	Materialfaktor i ordinær bruddgrensetilstand	γ_s	1,25
	Elastisitetsmodul	E_s	200 000 N/mm ²

Tabell 4.2 Materialdata kamstål.

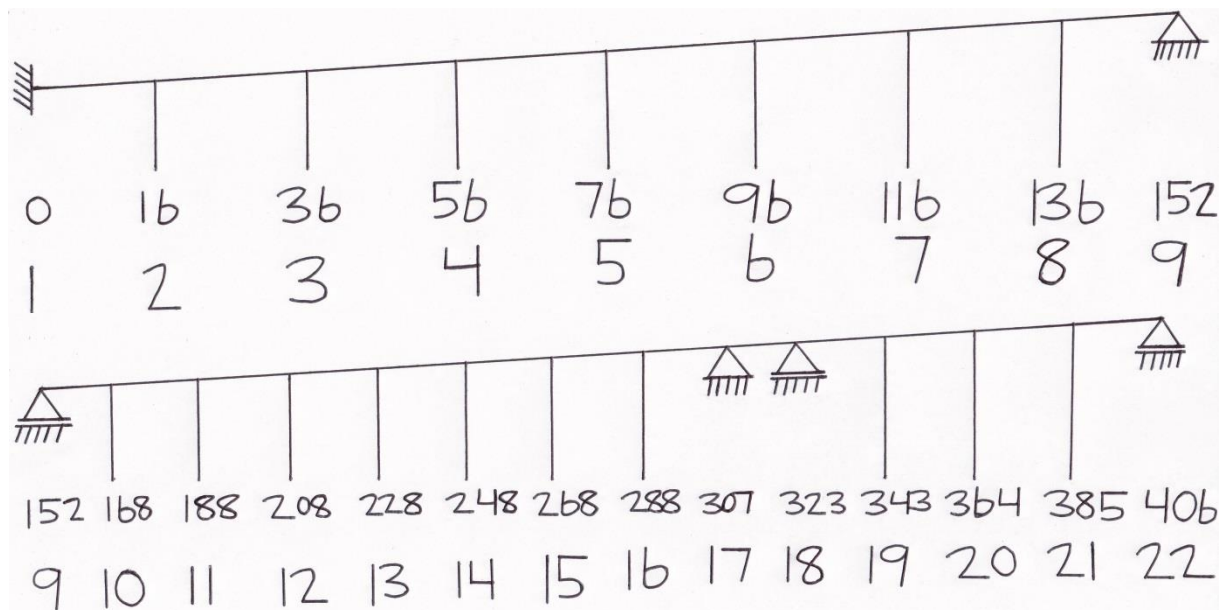
5 Modellering av viadukten i NovaFrame

Programvaren som anvendes for å modellere og analysere lastene på viadukten er NovaFrame. NovaFrame er et Windowsprogram utviklet og tilgjengeliggjort av det norske rådgivende ingeniørselskapet Aas - Jakobsen for statiske og dynamiske analyser av tre dimensjonale rammekonstruksjoner basert på den numeriske elementmetoden eller FEM (Finite Element Method) [User's Guide NovaFrame]. Ettersom dette ikke er en enkelt bjelke- eller søyleanalyse hvor man bruker koordinatbestemte noder for å bygge den geometriske modellen, men en kompleks konstruksjon bestående av mange ulike konstruksjonsdeler, anvendes referanselinjer. Input til modellen gis gjennom å skrive inn kommandoer i aktuelle dialogbokser. Ettersom det er etablert en dilatasjonsfuge med en spalte som ikke overfører moment i søyleakse 9 er det fornuftig å dele opp viaduktkonstruksjonen i to separate modeller.

Referanselinjer og aksesystem

Referanselinjer er geometriske linjer som tilordnes elementer, tverrsnitt og materialparametere. Input til referanselinjene gis under Preprocess/Reference lines i Frame som er selve modelleringsvinduet. Veglinjen tilhører kategori Road av referanselinjene og gis horisontalgeometri og vertikalgeometri i henhold til oversiktstegningene. Road angis med stations, det vil si posisjon fra origi i meter som her er vestre landkar, ved horisontal projeksjon. Bruker kotene i senterlinjen av brobanen for å definere referanselinjen. Det er strengt tatt ikke nødvendig å definere aksesystemer i programmet. Derimot er dette fornuftig siden det gjør modellen atskillig mer oversiktlig og gjør utplasseringen av noder enklere. Aksene etableres i stations i hver søyleakse. Vertikale referanselinjer under fanen Column blir benyttet for å angi landkaret, søylene og forankringspilaren i modellen. Column blir angitt med stations ved vertikal projeksjon. Ettersom akser er definert plasseres bare de vertikale referanselinjene i disse. De er ingen offset eller eksentrisitet fra loddlinjen i noen av søylene.

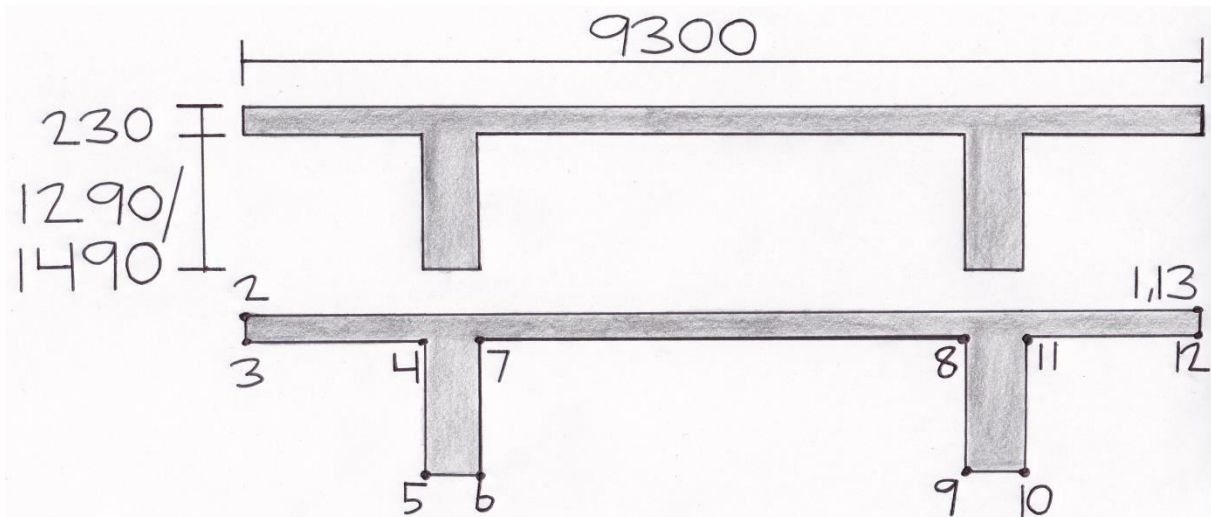
5 Modellering av viadukten i NovaFrame



Figur 5.1 Aksesystem for de to seksjonene av vestre viadukt med stations som angir posisjon i meter fra landkaret.

Tverrsnitt

Tverrsnitt blir definert under Preprocess/Sections. For denne modellen velges General Massive eller egendefinert massivt tverrsnitt for å definere brooverbygningen ettersom den har en komplisert geometri. Geometrien til det vilkårlige tverrsnittet spesifiseres med koordinater som oppgis mot klokken retning. Brooverbygningens tverrsnitt er idealisert til et rettvisklet tverrsnitt hvor den varierende plateflenstykkelsen er satt konstant lik 230 mm som en middelverdi av tykkelsen ved senterlinjen og ute ved kantrageren.



Figur 5.2 Dimensjonene til det modifiserte, rettvinklede tverrsnittet til brooverbygningen og angivelse av koordinatene under fanen Points. Startpunkt og endepunkt må ha matchende koordinater.

De sirkulære søylene og rektangulære riglene blir spesifisert ved å anvende Predefined Massive eller forhåndsdefinerte massive tverrsnitt. Dimensjoner angis med henholdsvis bredde/høyde for rektangulært tverrsnitt og radius for sirkulært tverrsnitt under fanen Dimensions. Koblingspunktet mellom tverrsnittet og referanselinjen som definerer veglinjen velges under fanen Refline connection og plasseres i overkant av brobanen i senterlinjen.

Noder og elementer

Noder angis under Preprocess/Build model geometry/Nodes. Noder er punkter som plasseres på referanselinjene og elementer er en rett linje mellom to punkter. For å angi nodene ble metoden Axis valgt hvor man angir avstanden fra akse i begge retninger og antall noder mellom om aksene som er definert tidligere. Nodenes antall mellom aksene velges til at de øker med et inkrement på om lag 1 meter. Med andre ord blir elementlengdene om lag 1 meter og gjør modellen oversiktlig og systematisk.

Randbetingelser

Randbetingelsene angis under fanen Boundaries. De monolittisk støpte forbindelsene mellom søylene og brooverbygningen representeres med master – slave koblinger. Elementet i den aktuelle søyleaksen i brooverbygningen spesifiseres som master node og nodene i søyletoppene som slave noder. Slave nodene får samme rotasjonen som master noden og translasjonen tilsvarer summen av translasjonen av master noden og produktet av rotasjonen og den innbyrdes avstanden mellom master noden og slave noden. De øvrige grensebetingelsene med fast innspenning ved landkar og søylebunn og rullelager/fastlager mellom søyletopp og brooverbygning er spesifisert i henhold til statiske modeller illustrert tidligere.

Designsnitt

Designsnitt må angis i de elementene hvor analysene skal foretas. 11 designsnitt ble valgt per element slik at resultatene ble generert med et inkrement på 0,1 meter langs referanselinjene.

Laster

Lastene defineres under Preprocess/Load data og statiske laster angis under fanen Loads. Samtlige elementer som lasten virker på må spesifiseres.

6 Lastanalyse

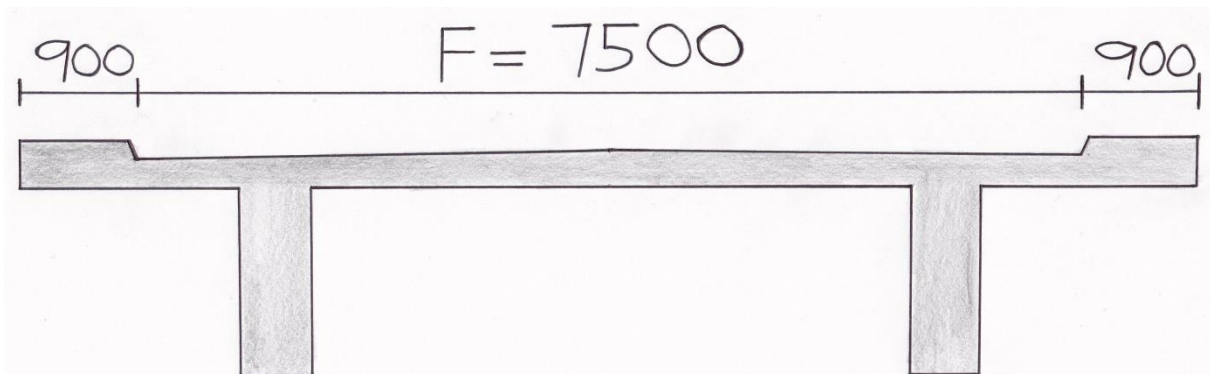
I det følgende blir det foretatt analyser for egenlast, trafikklast og temperaturlast. Vindlast neglisjeres på grunn av broens utforming. Avstanden mellom søyleparene er 5,3 m og vil yte betraktelig motstand mot en torsjonsvirkning som vinden ved eksentrisk plassering vil skape omkring lengdeaksen av brooverbygningen. Dessuten er horisontal lastvirkning fra trafikk slik som bremsing og akselerasjon sløyfet. Broen har ingen kurvatur i horisontalplanet og dermed ikke påkjent sentrifugalkrefter. Angir det kritiske snittet for beregning av snittkrefter i støtte i brooverbygningen i akse 21.

Lengderetningen

Støtte

Egenlast

Egenlast er definert som en permanent last ettersom den er konstant over et lengre tidsrom. Egenlasten består av egenvekten av konstruksjonsmaterialet i brobjelken og vekten av slitelaget på kjørebanelen og ståltrekkverket.



Figur 6.1 Tverrsnitt av brooverbygningen med angivelse av føringsbredde for kjørebanelen og bredde av de opphøyede sidekantene.

I henhold til Bruklassifisering Håndbok R412 punkt 4.1.1 har armert betong en tyngdetetthet på $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Tverrsnittsarealet av brooverbygningen i det kritiske snittet er $A_{\text{brooverbygning}} = 4 \text{ m}^2$. Den karakteristiske jevnt fordelte lasten som stammer fra egenvekten av konstruksjonsmaterialer blir dermed

$$g_{k,\text{konstruktiv betong}} = \gamma_c A_{\text{brooverbygning}}$$

$$g_{k,\text{konstruktiv betong}} = 100 \text{ kN/m}$$

6 Lastanalyse

Dessuten foreskriver Håndbok R412 at slitelaget skal ha en karakteristisk flatelast tilsvarende $g_{k,slitelag} = 3 \text{ kN/m}^2$ dersom det ikke foreligger spesifikk dokumentasjon om dette for den aktuelle broen, noe som er tilfellet for Tjeldsundbrua. Ettersom de opphøyede sidekantene på hver side av kjørebanelen ikke er beregnet for eller egnet for gående eller syklende, forutsettes det at det kun er slitelag etablert i kjørebanelen med føringsbredde på $F = 7,5 \text{ m}$. Karakteristisk linjelast fra slitelaget blir dermed

$$g_{k,slitelag} = g_{k,slitelagT}$$

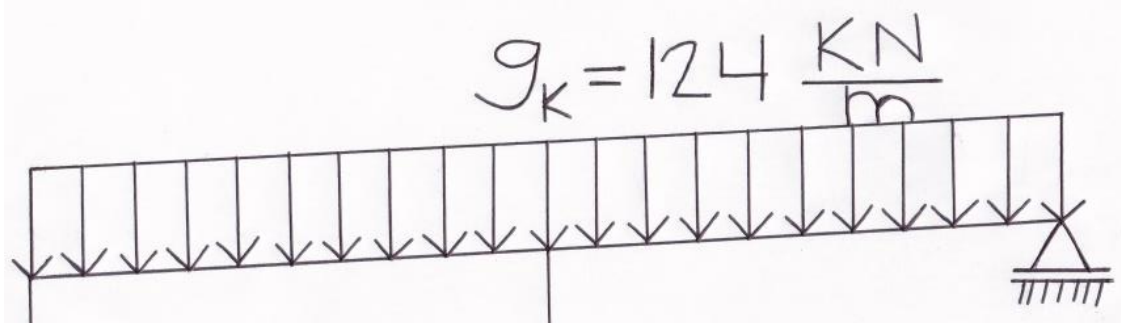
$$g_{k,slitelag} = 23 \text{ kN/m}$$

Dessuten foreskriver Håndbok R412 punkt 4.1.1 lasten fra stålrekkverket til å være $0,5 \text{ kN/m}$. Rekkverket på begge sider av kjørebanelen gir 1 kN/m .

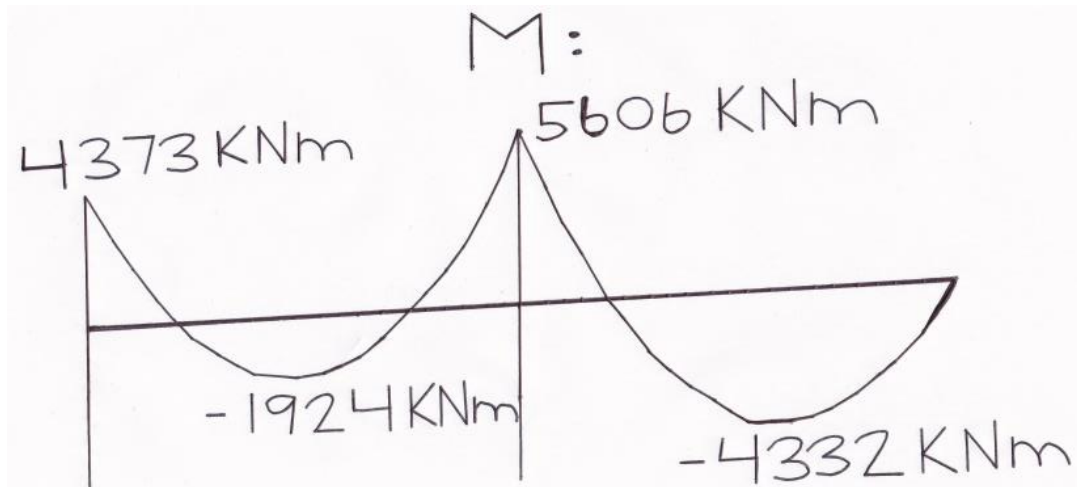
Egenlast		
Konstruktiv betong	$g_{k, \text{konstruktiv betong}}$	100 kN/m
Slitelag	$g_{k, \text{slitelag}}$	23 kN/m
Stålrekkverk	$g_{k, \text{stålrekkverk}}$	1 kN/m
Sum	g_k	124 kN/m

Tabell 6.1 Bidrag til egenlasten.

I lastanalysen for egenlasten som foretas i NovaFrame påføres lasten over alle feltene. Figuren viser linjelasten over de to tilstøtende feltene for det kritiske snittet.



Figur 6.2 Egenlasten påkjent brobjelken.



Figur 6.3 Momentdiagram for egenlasten med ekstremalverdier.

Moment egenlast		
Moment like til høyre for teoretisk opplegg	M_f	5606 kNm
Moment like til venstre for teoretisk opplegg	M_f	5497 kNm
Moment i avstand $t/2 = 550$ mm til høyre for teoretisk opplegg	M_f	4763 kNm
Moment i avstand $t/2 = 550$ mm til venstre for teoretisk opplegg	M_f	4773 kNm
Korreksjon av teoretisk støttemoment	M_f	5206 kNm

Tabell 6.2 Momentverdier ved støtte for egenlasten.

Korreksjon av støttemoment

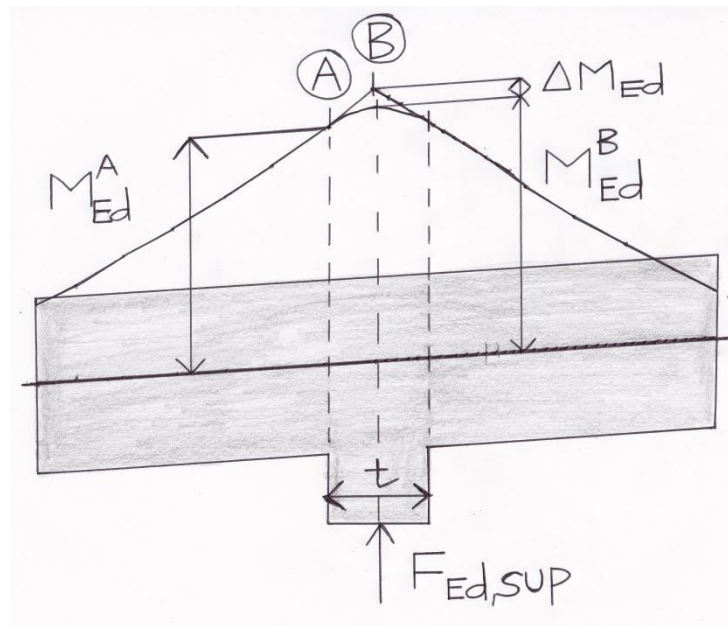
Teoretiske støttemoment er urealistiske og kan reduseres i henhold til formelen

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8$$

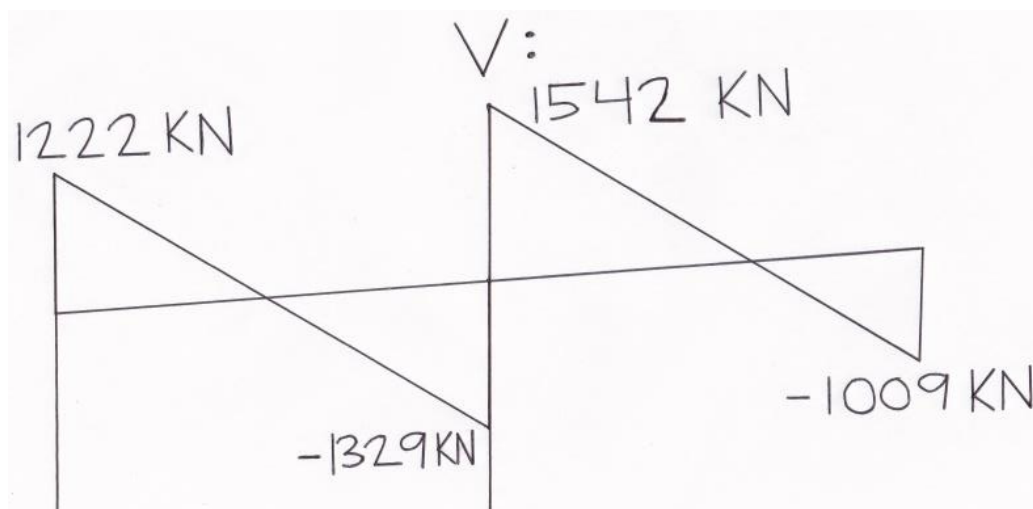
$F_{Ed,sup}$ er reaksjonskraften i opplegget og t er bredden på lageret.

$$\Delta M_{Ed} = 400 \text{ kNm}$$

Med andre ord kan det teoretiske støttemomentet reduseres med 400 kNm.



Figur 6.4 Korreksjon av støttemomentet for egenlasten.



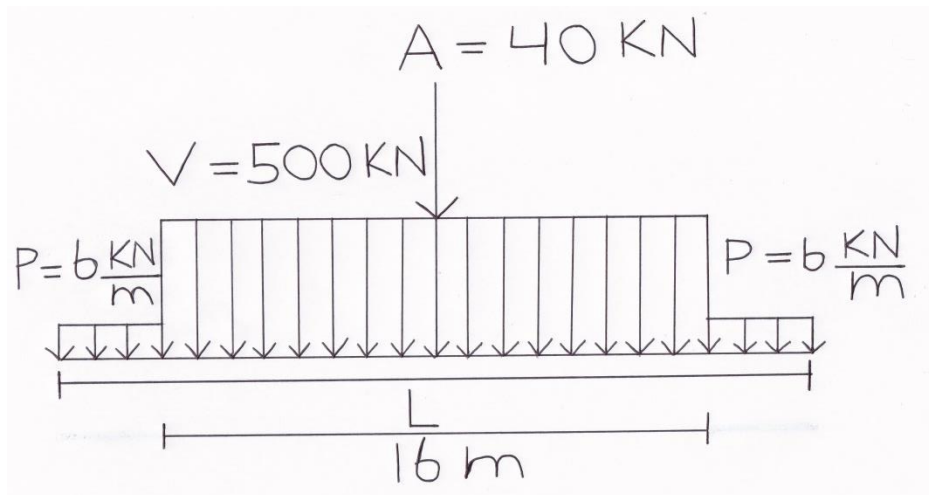
Figur 6.5 Skjærkraftdiagram for egenlasten med ekstremalverdier.

Skjærkraft egenlast		
Skjærkraft like til høyre for teoretisk opplegg	V_f	1542 kN
Skjærkraft like til venstre for teoretisk opplegg	V_f	-1329 kN
Skjærkraft i avstand $d_m = 1597$ mm til høyre for teoretisk opplegg	V_f	1386 kN
Skjærkraft i avstand $d_m = 1597$ mm til venstre for teoretisk opplegg	V_f	-1173 kN

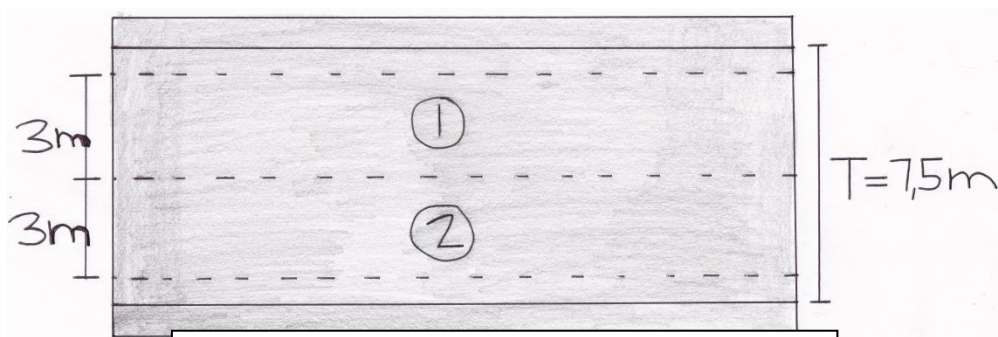
Tabell 6.3 Skjærkraftverdier ved støtte for egenlasten.

Trafikklast

Trafikklast er betegnet som en variabel last ettersom den varierer over tid. Trafikklast er i henhold til Bruklassifisering Håndbok R412 belastningen i vertikal og horisontal retning på kjørebane, skulder, gangbane, sykkelbane og midtdeler fra så vel fotgjengere som de lette og tunge kjøretøyene som kan belaste konstruksjonen. Trafikklastene skal plasseres på broen i den mest ugunstige posisjon i lengde- og tverretningen innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Broen tilhører bruksklasse Bk10/50t hvilket innebærer at den største tillatte aksellasten uten dispensasjon er 10 tonn/100 kN og maksimal totallast er 50 tonn/500 kN. Siden de aktuelle brospennene ved det kritiske snittet er forholdsvis lange, $L = 21$ m, forutsettes det at det er vogntoglasten som blir dimensjonerende. Føringsavstanden på brooverbygningen er $F = 7,5$ m og dermed får to lastfelt med respektive bredder på 3 m plass på kjørebanelen. Lastkonfigurasjonen for vogntoglasten karakteriseres av at den består av en totalvekt $V = 500$ kN som fordeles over en lengde på 16 m. De resterende lengdene til oppleggene foran og bak i representeres av en last på $p = 6$ kN/m for lettere blandet trafikk. Dessuten plasseres en aksiallast på $A = 40$ kN i den mest ugunstige stilling.



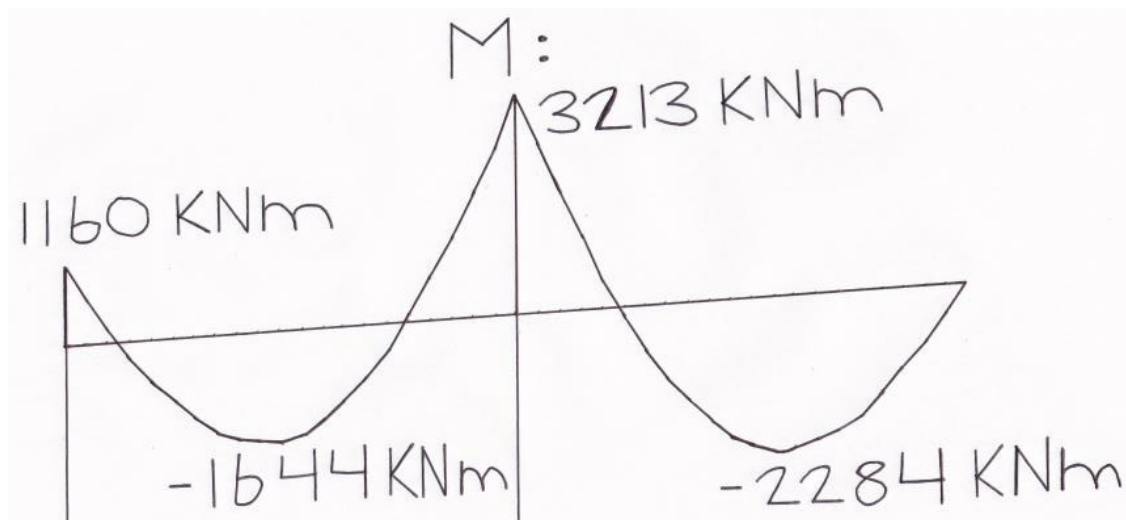
Figur 6.6 Lastkonfigurasjon for vogntoglast for et lastfelt tilhørende bruksklasse Bk10 bestående av en aksiallast A , totalvekt V fordelt over 16 m lengde og p som representerer lettere blandet trafikk.



Figur 6.7 Brobanen sett ovenfra. Viser at to lastdelt med tunge kjøretøy/vogntog med bredder på 3 m får plass innenfor den tilgjengelige føringsavstanden på $F = 7,5 \text{ m}$.

6 Lastanalyse

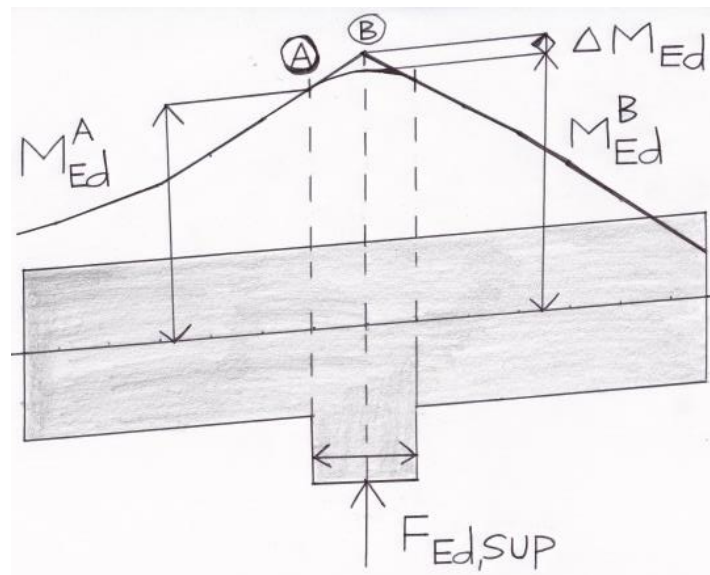
Det mest ugunstige støttemomentet oppnår ved å påkjenne begge de tilstøtende feltene for det kritiske snittet lastsammensetningen slik den er oppgitt i figur 3.2-1 i Bruklassifisering Håndbok R412.



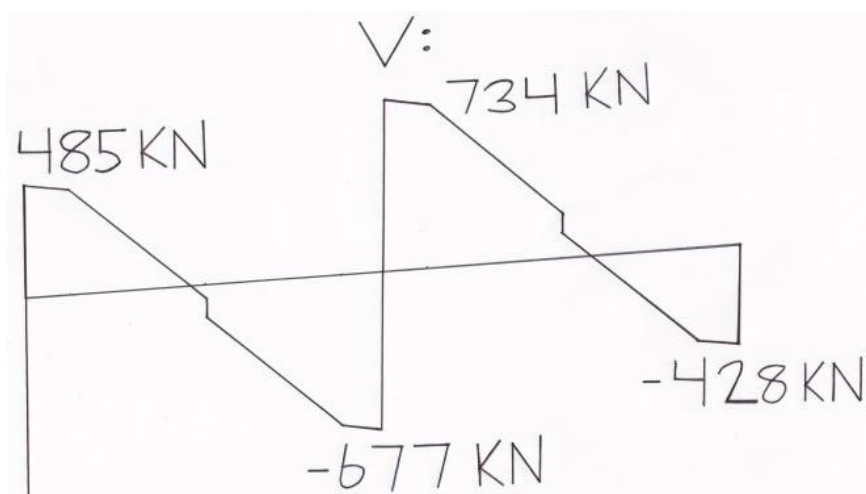
Tabell 6.4 Momentverdier ved støtte for trafikklasten.

Moment trafikklast		
Moment like til høyre for teoretisk opplegg	M_f	3213 kNm
Moment like til venstre for teoretisk opplegg	M_f	3184 kNm
Moment i avstand $t/2 = 550$ mm til høyre for teoretisk opplegg	M_f	2810 kNm
Moment i avstand $t/2 = 550$ mm til venstre for teoretisk opplegg	M_f	2846 kNm
Korreksjon av teoretisk støttemoment for trafikklast	M_f	3013 kNm

Figur 6.8 Momentdiagram for trafikklasten med ekstremalverdier. Kun to felt som er påkjent trafikklasten.



Figur 6.9 Korreksjon av teoretisk støttemoment for trafikklast.



Figur 6.10 Skjærkraftdiagram for trafikklasten med ekstremalverdier. Trafikklasten er kun påkjent to felt for mest ugunstig lastvirkning.

Skjærkraft trafikklast		
Skjærkraft like til høyre for teoretisk opplegg	V_f	734 kN
Skjærkraft like til venstre for teoretisk opplegg	V_f	-677 kN
Skjærkraft i avstand $d_m = 1597$ mm til høyre for teoretisk opplegg	V_f	715 kN
Skjærkraft i avstand $d_m = 1597$ mm til venstre for teoretisk opplegg	V_f	-660 kN

Tabell 6.5 Skjærkraftverdier for trafikklasten ved støtten.

Temperaturlast

Temperaturlast er en variabel naturlast. Anvender NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Allmenne laster, Termiske påvirkninger for å beregne lastvirkningen fra temperaturen på brokonstruksjonen. Prosedyren går ut på å kombinere jevnt fordelt temperaturandel, som representerer årstidsvariasjonen, og lineært varierende temperaturdifferanseandel, som representerer døgnvariasjonen, og finne den mest ugunstige lastvirkningen. Maksimallufttemperaturen og minimallufttemperaturen for beliggenheten til Tjeldsund bro er i følge isotermkartene NA.A1 og NA.A2 henholdsvis $T_{max} = 35$ °C og $T_{min} = 25$ °C. Tjeldsund bro er en betongbjelkebro og i henhold til NA6.1.1 en type 3 bro. Etter figur NA.6.1 blir høyeste og laveste jevnt fordelte temperaturandel henholdsvis $T_{e,max} = 32$ °C og $T_{e,min} = -17$ °C. Initialtemperaturen er temperaturen når broen ferdigstilles eller fastholdes og settes normalt lik $T_0 = 10$ °C i overensstemmelse med NA.A.1(3). Etersom brokonstruksjonen er statisk ubestemt vil temperaturlasten skape tvangskrefter fordi den er fastholdt mot fri krumning.

Den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel blir

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,con} = 27 \text{ °C}$$

Tilsvarende blir den karakteristiske verdien for maksimalt temperaturekspansjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

$$\Delta T_{N,exp} = 22 \text{ °C}$$

I løpet av en bestemt tidsperiode vil oppvarming og avkjøling forårsake at brobanen får forskjellig temperatur i overkant og underkant av tverrsnittet. For å ta hensyn til dette fenomenet med lineært varierende temperatur vertikalt i tverrsnittet bruker man temperaturgradienter. Tabell NA.6.1 gir

Lineært varierende temperaturdifferanseandel for overside varmere enn underside

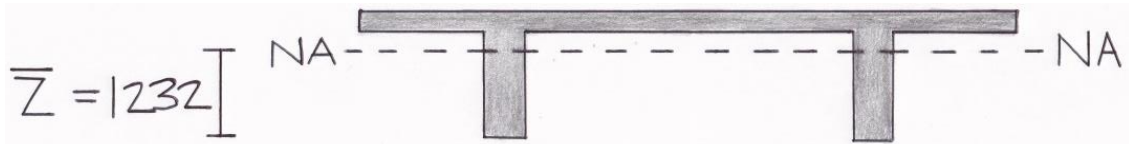
6 Lastanalyse

$$\Delta T_{M,heat} = 15\text{ }^{\circ}\text{C}$$

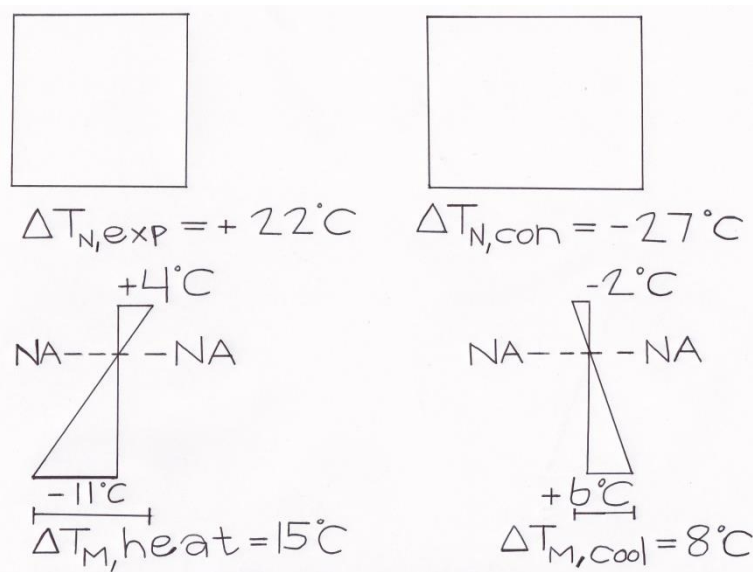
Lineært varierende temperaturdifferanseandel for underside varmere enn overside

$$\Delta T_{M,cool} = 8\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Forutsetter at disse temperaturgradientene varierer lineært omkring nøytralaksen til det homogene betongtverrsnittet til brooverbygningen. Baserer meg på det forenklede, modifiserte tverrsnittet av brooverbygningen som jeg anvender i modelleringen i NovaFrame.



Figur 6.11 Beliggenheten av nøytralaksen i brooverbygningen for et homogent betongtverrsnitt.



Figur 6.12 Temperaturprofiler hvor de to øverste har konstant temperatur over tverrsnittet og de to underste har lineært varierende temperatur over tverrsnittet.

6 Lastanalyse

Foretar ulike kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og lineært varierende temperaturdifferanseandel og finner den mest ugunstige kombinasjonen i samsvar med likningene som bør tolkes som lastkombinasjoner

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (6.3)$$

$$\omega_M \Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (6.4)$$

Faktorene som skal benyttes når man skal ta hensyn til at den jevnt fordelte temperaturandelen og temperaturdifferansen opptrer samtidig er $\omega_N = 0,35$ og $\omega_M = 0,75$. Det mest ugunstige momentet fra den termiske påvirkningen gir strekk i overkant av brobjelken slik det ugunstige støttemomentet fra egenlasten og trafikklaster gjør.

Moment		
Kombinasjon		
1	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	- 3160 kNm
2	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	- 3179 kNm
3	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	1853 kNm
4	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	1834 kNm
5	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$	- 2188 kNm
6	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$	- 2243 kNm
7	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$	1571 kNm
8	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$	1516 kNm

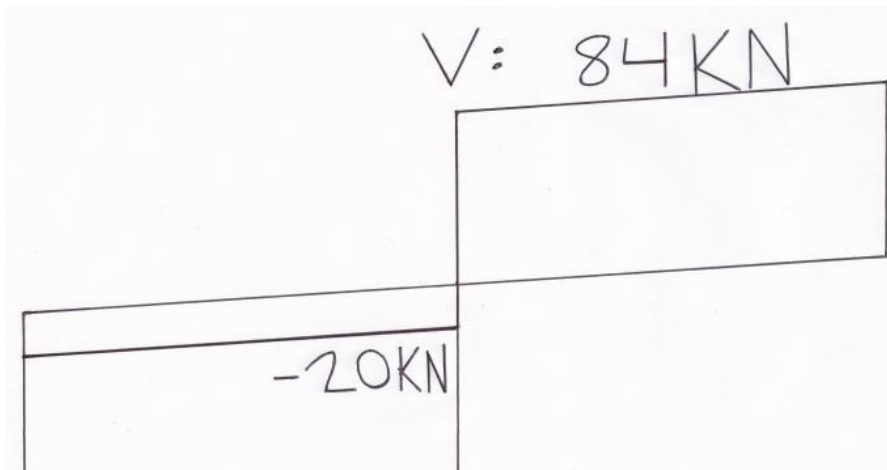
Tabell 6.6 Moment fra samtidig opptredende jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse.



Figur 6.13 Momentdiagram for temperaturdifferansen $\Delta T_{M,cool}$ som bidrar mest til den ugunstige termiske lastvirkningen.

Skjærkraft		
Kombinasjon		
1	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	-159 kN
2	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	-154 kN
3	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	81 kN
4	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	86 kN
5	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$	-124 kN
6	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$	-108 kN
7	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$	56 kN
8	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$	72 kN

Tabell 6.7 Skjærkraft fra jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse.



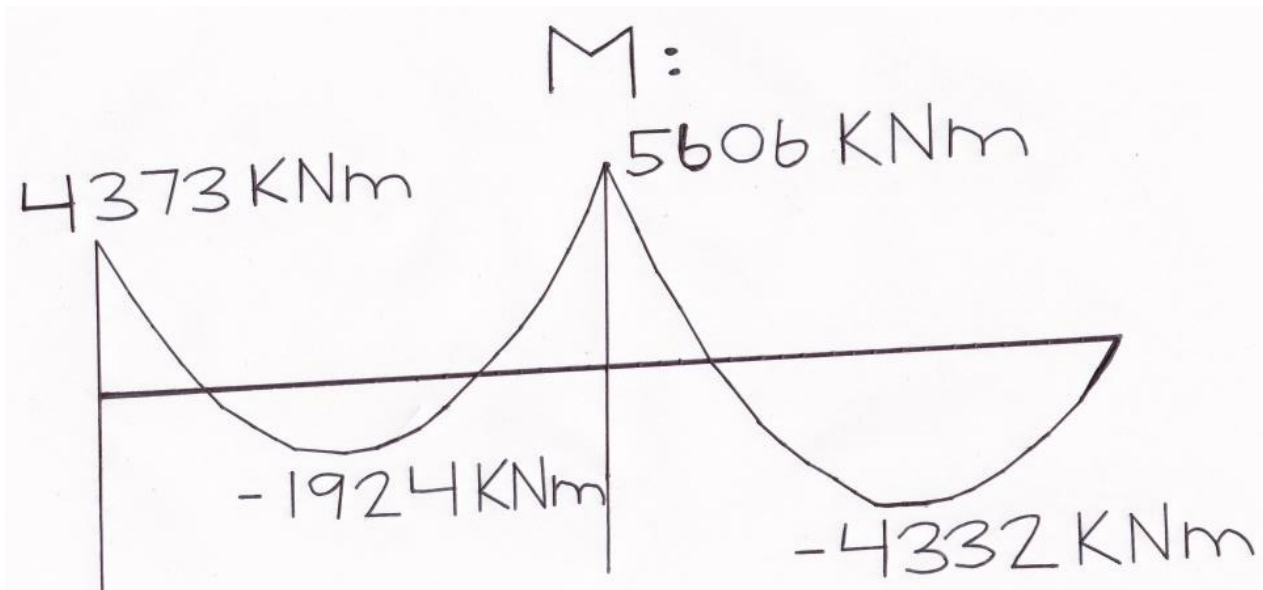
Figur 6.14 Skjærkraftdiagram for temperaturdifferansen $T_{M,cool}$ som bidrar mest til den ugunstige termiske lastvirkningen.

Felt

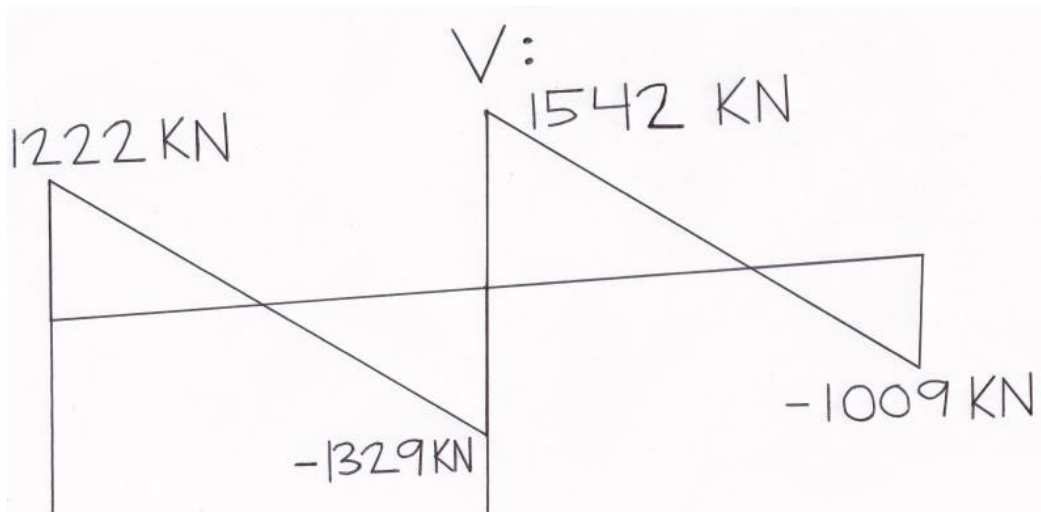
Behandlingen av de ulike lastvirkningene i bjelkefeltet vil ikke bli forklart omstendelig ettersom metodene allerede er presentert i detalj i det foregående om lastvirkningene ved støtte. Det definerte kritiske snittet for lastvirkninger i bjelkefeltet er $0,4L = 8400$ mm til venstre for kabelpilaren.

Egenlast

Den jevnt fordelte linjelasten fra egenvekten av brooverbygningen, slitelaget og stålrekkverket vil bli den samme som for beregningen av mest ugunstige støttemoment og tilsvarer $g_k = 124$ kN/m.



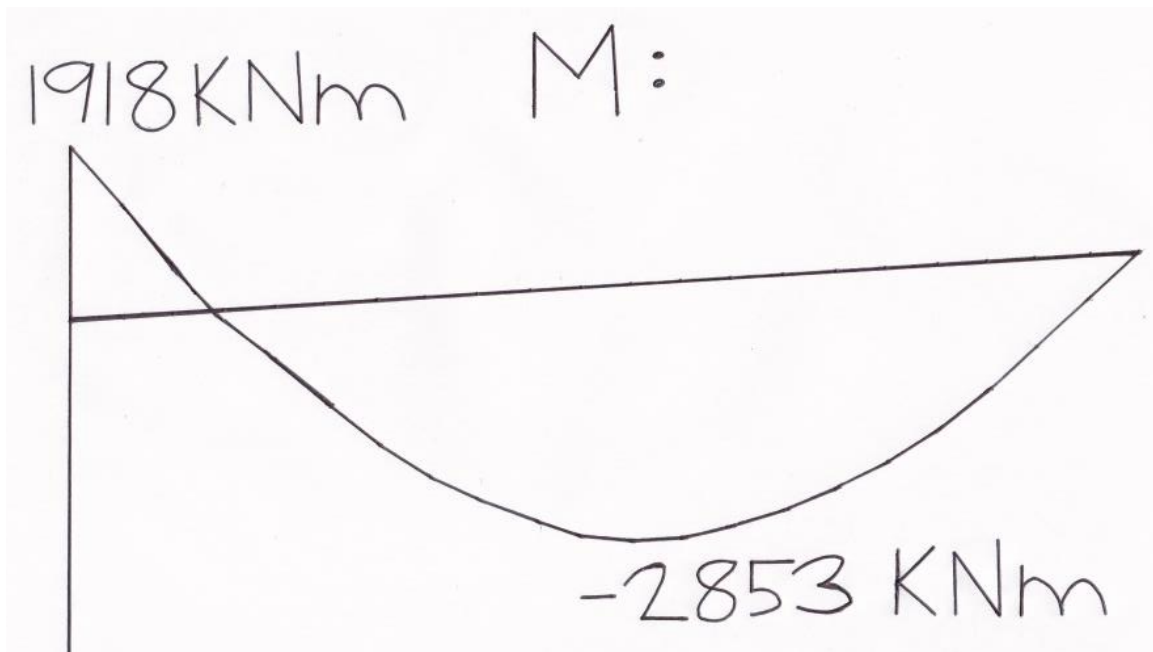
Figur 6.15 Momentdiagram for egenlasten med ekstremalverdier.



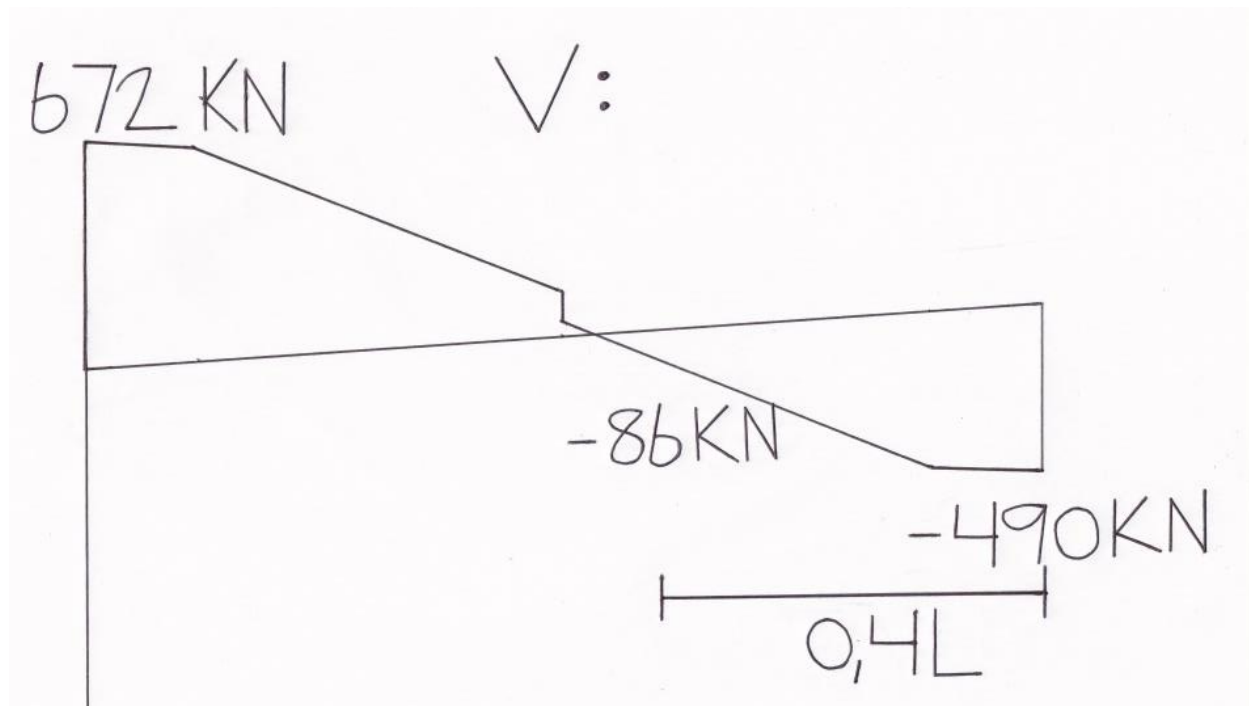
Figur 6.16 Skjærkraftdiagram for egenlasten med ekstremalverdier.

Trafikklast

I motsetning til mest ugunstig støttemoment oppnås det mest ugunstige feltmomentet med å påkjenne trafikklasten i kun det ene feltet med det kritiske snittet hvor dimensjoneringen skal foretas.



Figur 6.17 Momentdiagram av trafikklasten i et felt for mest ugunstig feltmoment.



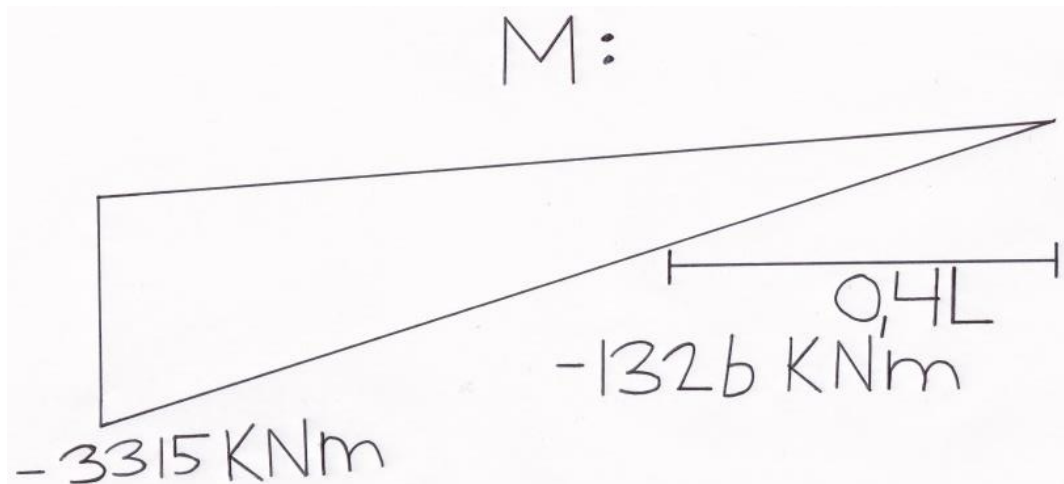
Figur 6.18 Skjærkraftdiagram for trafikklast.

Temperaturlast

I likhet med beregningen av den mest ugunstige termiske lastvirkningen over støtte gjennomføres ulike kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og lineært varierende temperaturdifferanse for å oppnå den mest ugunstige termiske lastvirkningen i bjelkefeltet. Ettersom både egenlasten og trafikklasten sin ugunstige lastvirkning gir strekk i underkant i felt skal dermed den mest ugunstige temperaturlasten også gi det for mest ugunstige resulterende kraftvirkning. Temperaturprofilen $\Delta T_{M,cool}$ med kald overside ga de mest ugunstige termiske lastvirkningene for støtten og da er det logisk at $\Delta T_{M,heat}$ med varm overside vil gi de mest ugunstige lastvirkningene for bjelkefeltet.

Moment		
Kombinasjon		
1	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	- 1348 kNm
2	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	- 1300 kNm
3	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	684 kNm
4	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	732 kNm
5	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$	- 1056 kNm
6	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$	- 918 kNm
7	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$	467 kNm
8	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$	605 kNm

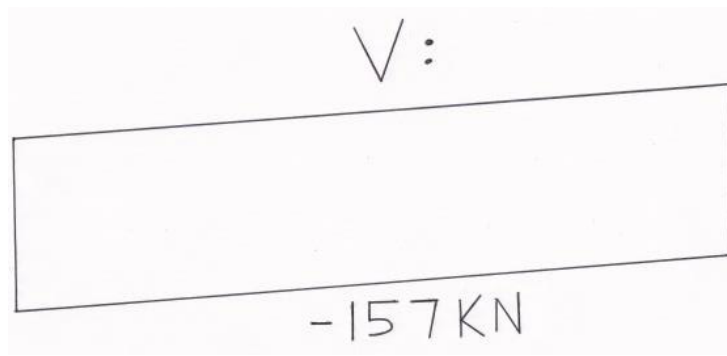
Tabell 6.8 Kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse.



Figur 6.19 Momentdiagram av $\Delta T_{M,heat}$ som bidrar desidert mest til den mest ugunstige termiske lastvirkningen.

Skjærkraft		
Kombinasjon		
1	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	- 159 kN
2	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	- 153 kN
3	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$	80 kN
4	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$	86 kN
5	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$	- 124 kN
6	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$	- 108 kN
7	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$	55 kN
8	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$	71 kN

Tabell 6.9 Kombinasjoner av jevnt fordelt temperaturandel og lineært varierende temperaturdifferanse.



Figur 6.20 Skjærkraftdiagram av lastvirkningen fra $\Delta T_{M,heat}$ som yter det største bidraget til den mest ugunstige lastvirkningen i bjelkefeltet.

Oppsummering av lastanalysen

Karakteristisk støttemoment		
Egenlast	M_G	5206 kNm
Trafikklast	M_{TR}	3013 kNm
Temperaturlast	M_{TE}	1853 kNm

Tabell 6.10 Karakteristisk støttemoment.

Karakteristisk skjærkraft ved støtte		
Egenlast	V_G	1386 kN
Trafikklast	V_{TR}	715 kN
Temperaturlast	V_{TE}	86 kN

Tabell 6.11 Karakteristisk skjærkraft ved støtte.

Karakteristisk feltmoment		
Egenlast	M_G	- 4332 kNm
Trafikklast	M_{TR}	- 2853 kNm
Temperaturlast	M_{TE}	- 1348 kNm

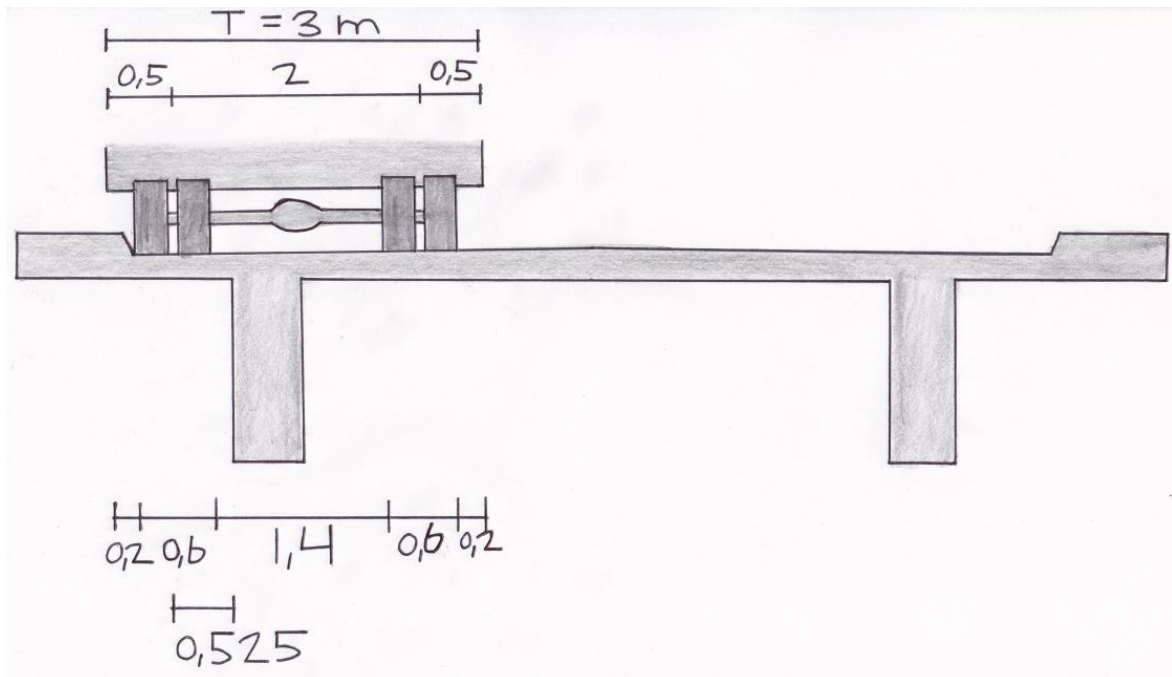
Tabell 6.12 Karakteristisk feltmoment.

Karakteristisk skjærkraft i felt		
Egenlast	V_G	0 kN
Trafikklast	V_{TR}	- 86 kN
Temperaturlast	V_{TE}	- 159 kN

Tabell 6.13 Karakteristisk skjærkraft i felt.

Tverretningen

I betraktningene for lastanalysen i tverretningen inngår trafikklast og egenlast. I tverretningen gjøres antagelsen om at hjullasten blir dimensjonerende. Hjullasten for broer tilhørende bruksklasse Bk10/50 gis en konsentrert last lik $H = 80 \text{ kN}$ (8 tonn) i henhold til Bruklassifisering Håndbok R412 Figur 3.2-1. Denne hjullasten plasseres i brobanens mest ugunstige stilling innenfor føringsbredden på $F = 7,5 \text{ m}$. Det vil med andre ord si like ved den opphøyede sidekanten.



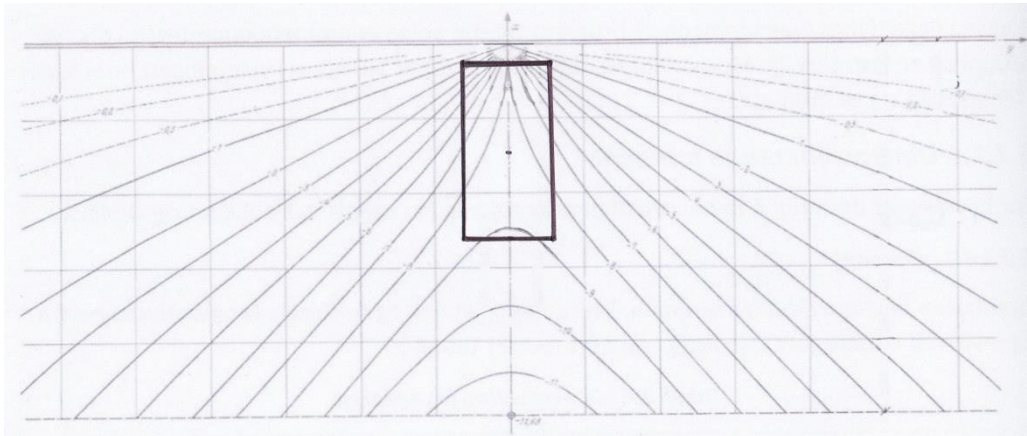
Figur 6.21 Plassering av hjullasten i kjørebanelen for den mest ugunstige posisjonen like innenfor den skrånende sidekanten.

Moment

Det er en altfor grov idealisering å anta at momentet fra hjullasten overføres direkte til innspenningsranden. Derfor anvendes Adolf Pucher dimensjonsløse diagram med influenslinjer for å få en mer virkelighetsnær størrelse av innspenningsmomentet forårsaket av hjullasten som foreligger i den utstikkende plateflensen. I henhold til Bruklassifisering Håndbok R412 har hjullasten en anleggsflate på 0,2 m i kjørebanelens retning og 0,6 m i kjørebanelens tverretning. Det antas at den effektive anleggsflaten fås ved å projisere anleggsflaten i en vinkel på 45° ned til plateflensen senterlinje. Plateflensen gis en konstant tykkelse på $t = 210$ mm. Da blir dimensjonen for anleggsflaten

$$t_x = 0,81 \text{ m}$$

$$t_y = 0,41 \text{ m}$$



Figur 6.22 Adolf Pucher influenslinjediagram med utbredelsen av den effektive anleggsflaten fra hjullasten markert.

Den midlere μ – verdien settes lik $\mu_{\text{middel}} = -8$. Det opptredende momentet fra hjullasten ved innspenningsranden blir dermed

$$M_t = \mu_{\text{middel}} H / (8\pi)$$

$$M_t = 25 \text{ kNm/m}$$

Momentet fra egenlasten av broplaten i den innspente utkrageren bestående av den 370 mm tykke vegskulderen og 210 mm tykke plateflensen blir

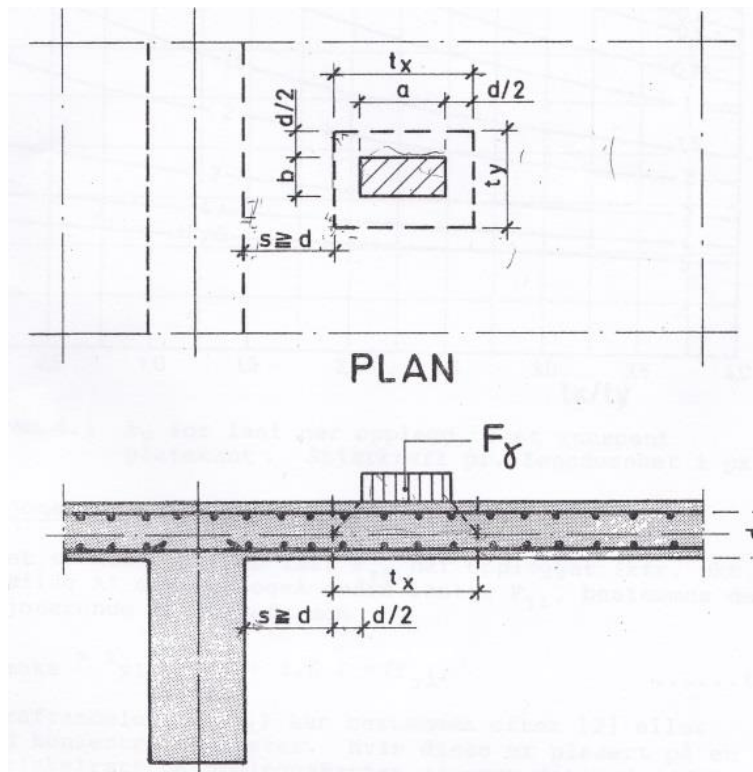
$$M_g = \sum g_k l d$$

$$M_g = 13 \text{ kNm/m}$$

Skjærkraft

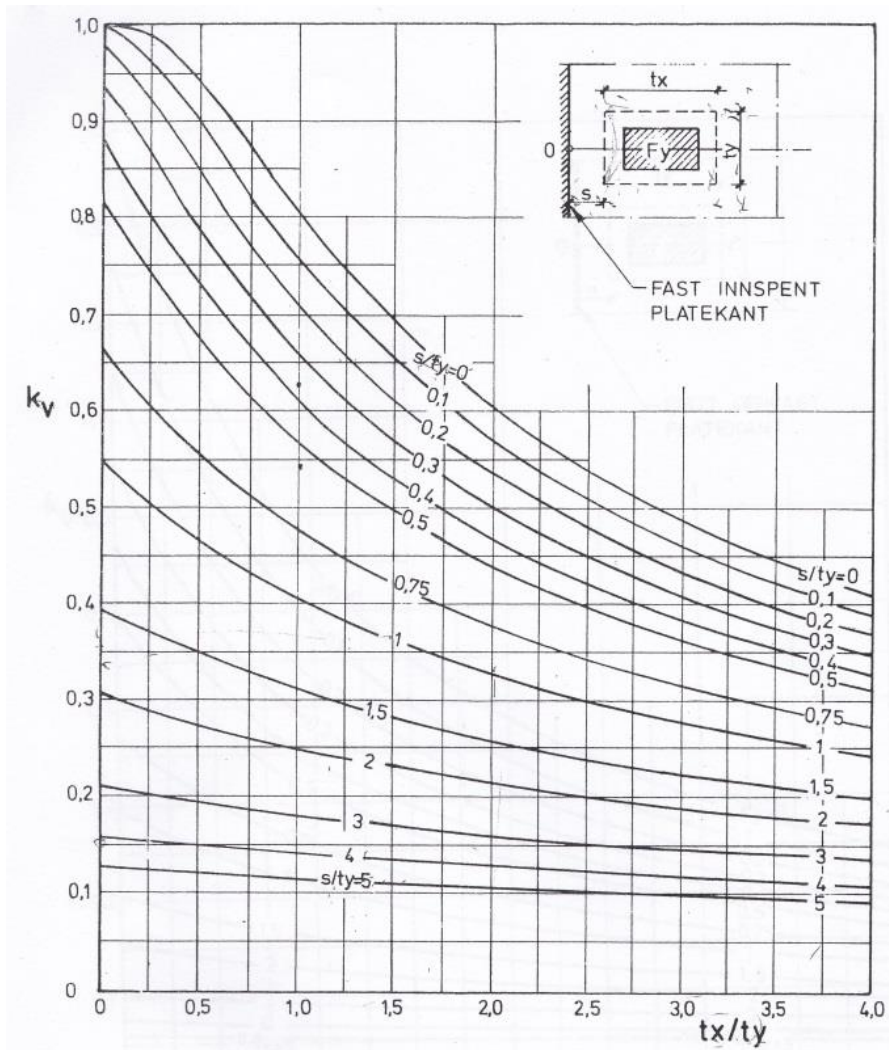
I beregningen av den opptredende skjærkraften fra trafikklasten ved innspenningsranden brukes Norsk Betongforenings publikasjon 6: Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster. Følgende formel anvendes for å bestemme skjærkraften per lengdeenhet ved innspenningsranden når den konsentrerte kraften angriper nær opplegg på plater

$$V_{v,\text{maks}} = k_v F_y / t_y$$



Figur 6.23 Modell for skjærkraft nær opplegg som viser plasseringen av lastflaten.

6 Lastanalyse



Figur 6.24 Bestemmelse av faktoren k_v i uttrykket for skjærkraften per lengdeenhet for konsentrerte laster nær opplegg.

Plateflensen gis en konstant tykkelse på $s = t = 210$ mm og den totale lastflaten blir dermed

$$t_x = 0,81 \text{ m}$$

$$t_y = 0,41 \text{ m}$$

$$t_x/t_y = 2$$

$$s/t_y = 0,5$$

6 Lastanalyse

Ved avlesning av diagrammet blir verdien av k_v lik

$$k_v = 0,45$$

Den opptredende skjærkraften per lengdeenhet ved den innspente platekanten blir dermed

$$V_{v,maks} = k_v F_v / t_y$$

$$V_{v,maks} = 87 \text{ kN/m}$$

Bidraget til skjærkraften fra egenlasten blir

$$V_g = 12 \text{ kN/m}$$

Oppsummering

Karakteristisk moment		
Egenlast	M_G	13 kNm/m
Trafikklast	M_{TR}	25 kNm/m

Tabell 6.14 Karakteristisk moment ved fast innspent platekant.

Karakteristisk skjærkraft		
Egenlast	V_G	12 kN/m
Trafikklast	V_{TR}	87 kN/m

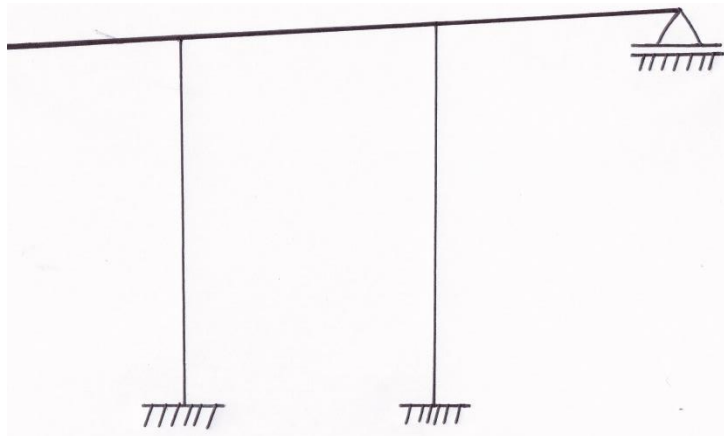
Tabell 6.15 Karakteristisk skjærkraft ved fast innspent platekant.

7 Beregning av kapasitet

Lengderetning

Støtte

Velger et kritisk snitt hvor dimensjoneringen skal foretas i brooverbygningen over pilaren i akse 21. Dette valget er ganske intuitivt ettersom de to tilstøtende bjelkefeltene har den lengste spennvidden av feltene i viadukten. Dessuten gjør opplagerbetingelsene i hver bjelkeende av brospennet lengst til høyre i viadukten at reaksjonskreftene forskyves mot den bjelkeenden med den største rotasjonsmotstanden. Dette blir forbindelsen mellom pilaren i akse 21 og brooverbygningen siden de er monolittisk innstøpt. Det er utført rullelager ved kabelpilaren som yter ingen rotasjonsmotstand mot dreining.



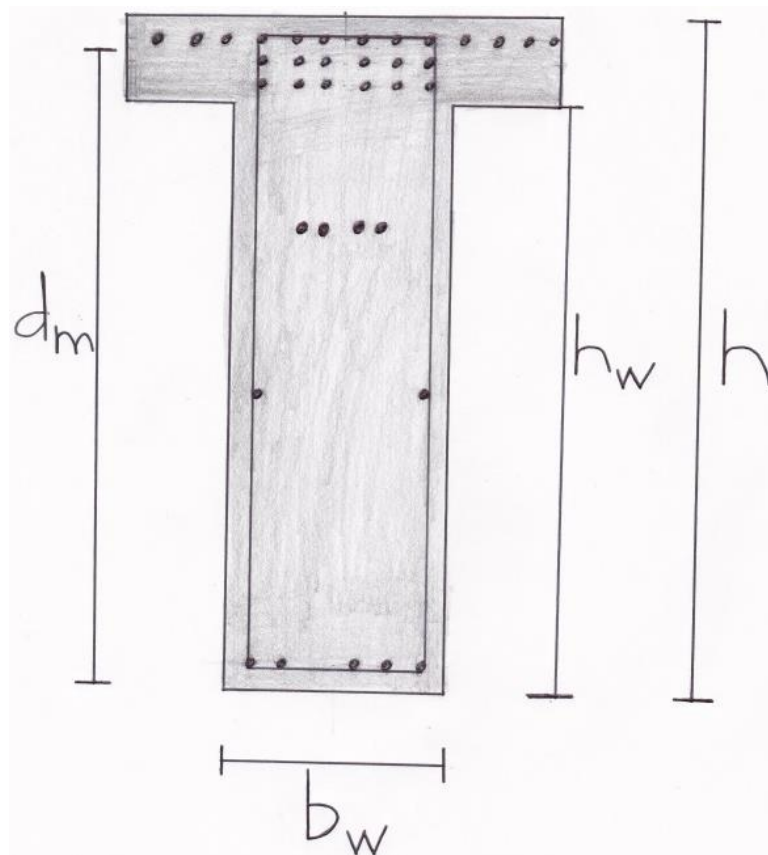
Figur 7.1 Fremstilling av det statiske systemet omkring det kritiske snittet i brobjelken med tilstøtende bjelke- og søyleelementer. Dessuten illustreres opplagerbetingelsene.

Momentkapasitet

Det antas at kun bjelkestegene i dekkekonstruksjonen bidrar til den dimensjonerende momentkapasiteten. Bidrag fra flensen neglisjeres. For å beregne kapasiteten for rent bøyemoment anvendes prosedyren som er beskrevet og eksemplifisert i læreboken *Betongkonstruksjoner Beregningsgrunnlag* forfattet av professor Svein I. Sørensen og som er basert på Norsk Standard NS3473. Ettersom det kritiske snittet ligger over et opplegg vil det oppstå strekkpåkjenning i overkant av den rektangulære bjelken og trykkpåkjenning i underkant. I henhold til oversiktstegningene fra Vegdirektoratet består den langsgående strekkarmeringen i bjelketverrsnittet av tre lag med slakkarmeringsstenger i kamstål med dimensjon $\phi 26$ og fasthetsklasse ks40 og antallet er henholdsvis 13, 6 og 6 fra det øverste laget. Armeringsmengden og plasseringen er anskueliggjort i

7 Beregning av kapasitet

figuren under. Armering nær nøytralaksen, monteringsjern og trykksonearmering er sløyyet i beregningen av trykksoneens momentkapasitet.



Figur 7.2 Tverrsnitt av betongbjelkesteget i kritisk snitt ved støtte i akse 21. Kun flensen med strekkarmering som bidrar til momentkapasiteten er omfattet i tegningen.

Ettersom strekkarmeringen er plassert i ulike lag er det formålstjenlig å finne en midlere verdi for den effektive tverrsnittshøyden som er avstanden fra trykkranden i underkant av bjelken og til det felles tyngdepunktet for strekkarmeringen. Siden alle armeringsenhetene har samme tverrsnitt og fasthetsklasse er det kun den effektive tverrsnittshøyden og stenger i de respektive lagene som inngår i uttrykket for den midlere effektive tverrsnittshøyden d_m . Bruker første arealmoment for å finne den midlere effektive tverrsnittshøyden

$$d_m = \frac{\sum d_i n_i}{\sum n_i} = 1597 \text{ mm}$$

7 Beregning av kapasitet

Det forutsettes at tverrsnittet er underarmert og uttrykket for aksial likevekt mellom trykkresultanten og strekkresultanten gir:

$$T_c = S$$

$$AB/10^4 f_{cd} b_w d_m \alpha = f_{sd} A_s$$

$$\alpha = (10^4 f_{sd} A_s) / (AB f_{cd} b_w d_m)$$

$$\alpha = 0,41$$

Betongtrykksoneens dimensjonerende momentkapasitet blir følgelig:

$$M_{cd} = AB/10^4 \alpha (1 - A/200\alpha) f_{cd} b_w d_m^2$$

$$M_{cd} = 5384 \text{ kNm}$$

Dette er momentkapasiteten for et bjelkesteget og siden dekkekonstruksjonen er symmetrisk bestående av to steg blir den totale dimensjonerende momentkapasiteten:

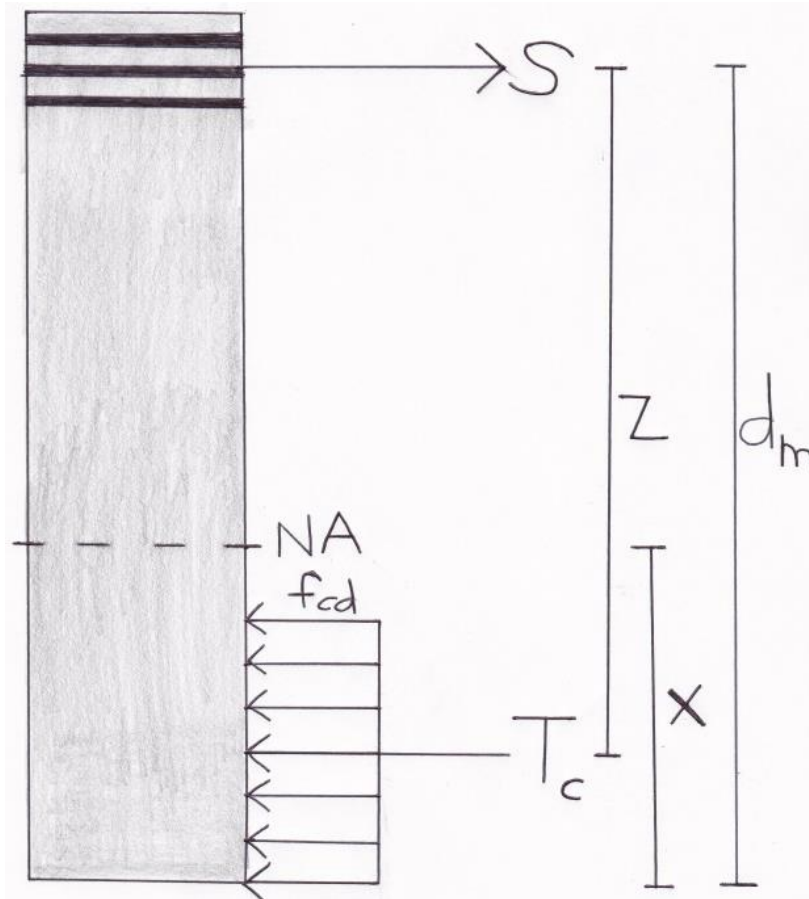
$$M_{cd} = 10\,768 \text{ kNm}$$

Stegbredde	b_w	550 mm
Steghøyde	h_w	1490 mm
Bjelkehøyde	h	1700 mm
Midlere effektiv tverrsnittshøyde	d_m	1597 mm
Total strekkarmeringsmengde 25 ϕ 26	A_s	13 273 mm ²
Faktor som angir hvor stor prosentandel høyden av den rektangulære trykkspenningsblokken utgjør av trykksonehøyden ved fasthetsklasse C30	A	80
Faktor som angir hvor stor trykkspenningen i den rektangulære trykkspenningsblokken er i prosentandel av den dimensjonerende konstruksjonsfastheten for betong ved fasthetsklasse C30	B	100
Dimensjonerende trykkfasthet for betong fasthetsklasse C30	f_{cd}	14 N/mm ²

Tabell 7.1 Fremstilling av dimensjoner og materialparametre for det aktuelle tverrsnittet.

7 Beregning av kapasitet

Tverrsnittet er påviselig underarmert ettersom faktoren α , som er kvotienten mellom trykksonehøyden og midlere effektiv tverrsnittshøyde, er mindre en $\alpha_b = \epsilon_{cu}/(\epsilon_{cu} + 2\epsilon_{sk}) = 0,65$ for et balansert armert tverrsnitt. Dermed er uttrykket for bestemmelse av α gyldig og tverrsnittet fremviser en duktil oppførsel ved at armeringen flyter og store deformasjoner kan påvises før betongen knuses når bruddet inntreffer.



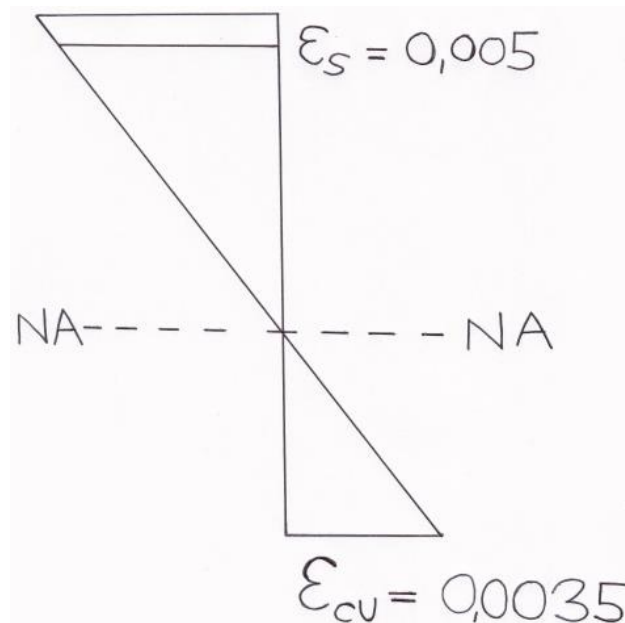
Figur 7.3 Modellen viser angrepspunktene til strekk – og trykkresultanten og den innbyrdes avstanden representert med indre momentarm z . Dessuten vises posisjonen av tverrsnittets nøytralakse og trykksonehøyden og effektiv tverrsnittshøyde.

7 Beregning av kapasitet

Midlere effektiv tverrsnittshøyde	d_m	1597 mm
Indre momentarm	z	1335 mm
Trykksonehøyde	x	655 mm
Høyde av rektangulær trykkspenningsblokk	$A/100x$	524 mm

Tabell 7.2 Dimensjoner som er vesentlige for beregning av bøyemomentkapasiteten og skjærkraftkapasiteten senere.

Ytterligere stiller NS3473 punkt 11.3.6 krav om at strekktøyningen i armeringen ikke må overskride den maksimalt tillate bruddtøyningen $\epsilon_{su} = 0,01$. Ved brudd for det faktiske tverrsnittet vil strekktøyningen i tyngdepunktet for strekkarmeringen være $\epsilon_s = (1 - \alpha)/\alpha = 0,05$ og armeringstøyningen overstiger dermed ikke den definerte bruddtøyningen ϵ_{su} .



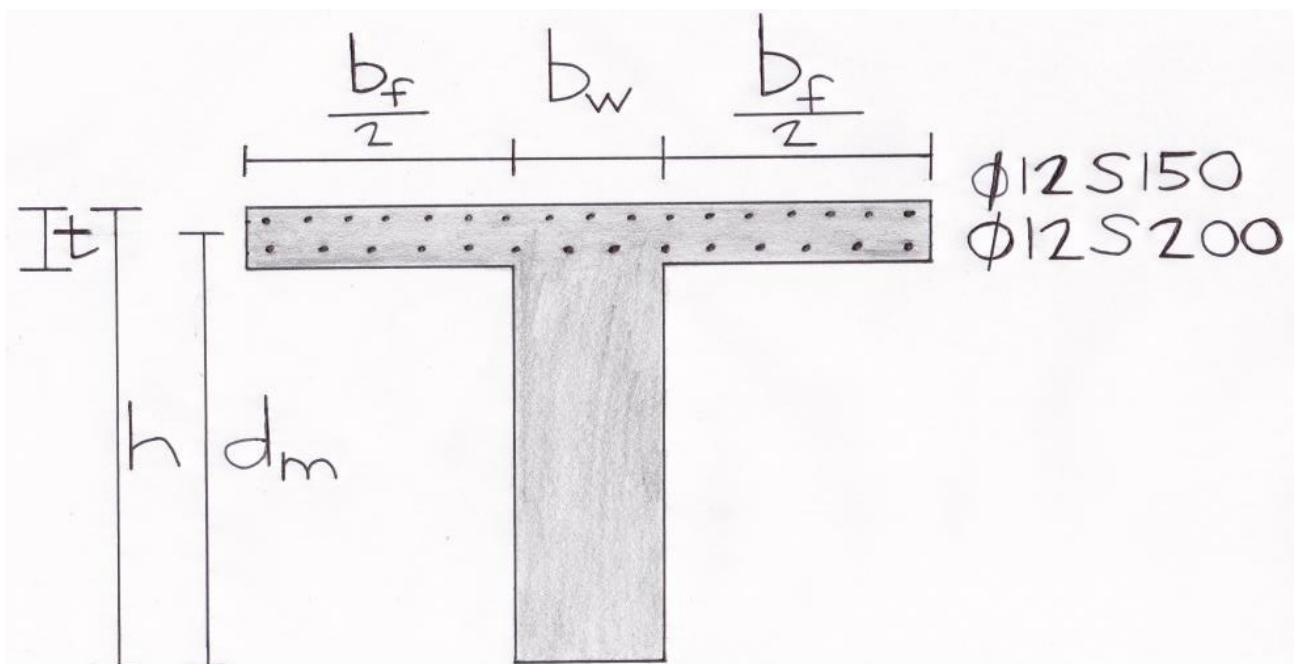
Figur 7.4 Diagrammet viser tøyningstilstanden ved brudd.

Momentkapasiteten over støtte med hensyntagen til effektiv flensbredde

I det foregående ble den langsgående strekkarmeringen utenfor bjelkeflensen neglisjert i kapasitetsberegningen. Derimot angir NS3473 punkt 9.5.1 at dersom plateflensen ligger i strekksonen kan armeringen som ligger innenfor den effektive flensbredden regnes å være fullt virksom. Dette skyldes bøyning i bjelkebærerretningen. Den effektive flensbredden over støtten til hver side av bjelkeflensen er den minste verdien av

- Faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom momentnullpunktene
- 8 ganger flenstykkelser

10 % av avstanden mellom momentnullpunktene blir minimumsverdien av uttrykkene ovenfor og tilsvarer $b_f/2 = 1000$ mm. Total effektiv flensbredde over opplegget blir dermed $b_w + b_f = 2550$ mm. Senteravstanden mellom de to lagene av kamstål $\Phi 12$ i plateflensen er ikke spesifisert med tall i armeringstegningene fra Vegdirektoratet, men ved å måle avstanden i armeringstegningene fastsettes senteravstanden mellom armeringsenhetene i overkant av plateflensen å være $s = 150$ mm og i underkant $s = 200$ mm.



Figur 7.5 Tverrsnitt av dekkekonstruksjonen med lengdearmering i plateflensen som regnes å være medvirkende i strekksonen. Lengdearmeringen i bjelkesteget bestående av kamstål med dimensjon $\phi 26$ er utelatt.

7 Beregning av kapasitet

Ettersom den langsgående strekkarmeringen som bidrar til momentkapasiteten ligger i flere lag må en vekting gjennom formelen for første arealmoment foretas for å finne den midlere effektive tverrsnittshøyden som representerer avstanden mellom trykkranden i underkant og tyngdepunktet av all strekkarmering hvor denne idealisert kan konsentreres. Bestemmelsen av den midlere effektive tverrsnittshøyden baseres på bidrag fra både enheter av kamstål $\Phi 26$ i bjelkesteget som i det foregående og enheter av kamstål $\Phi 12$ i plateflensen. Ettersom det er en forskjell mellom den dimensjonerende strekkfastheten til kamstål $\Phi 12$ og $\Phi 26$, må den dimensjonerende strekkfastheten inngå i uttrykket for bestemmelsen av den midlere effektive tverrsnittshøyden d_m .

$$d_m = (\sum d_{mi} f_{sdi} A_{si}) / (\sum f_{sdi} A_{si}) = (\sum d_{mi} S_i) / (\sum S_i)$$

Formelen baseres seg på å betrakte de ulike armeringslagenes respektive avstander fra trykkrand og tyngdepunkt d_{mi} og størrelsen av strekksresultanten S_i og foreta en vekting av bidragene deres.

	Lag i = 1-5	d_{mi}	f_{sdi}	A_{si}	S_i
Kamstål $\Phi 26$ $f_{sk} = 380 \text{ N/mm}^2$	Lag 1 6 $\Phi 26$	1520 mm	304 N/mm ²	3185 mm ²	968 kN
	Lag 2 6 $\Phi 26$	1580 mm	304 N/mm ²	3185 mm ²	968 kN
	Lag 3 13 $\Phi 26$	1640 mm	304 N/mm ²	6902 mm ²	2098 kN
Kamstål $\Phi 12$ $f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$	Lag 4 14 $\Phi 12$	1520 mm	320 N/mm ²	1583 mm ²	506 kN
	Lag 5 17 $\Phi 12$	1640 mm	320 N/mm ²	1922 mm ²	615 kN
	Sum	1594 mm			5155 kN

Tabell 7.3 Beregning av midlere effektiv tverrsnittshøyde d_m og den totale strekkresultanten $S = \sum S_i$ for tverrsnittet med plateflens.

Dermed er den midlere effektive tverrsnittshøyden med hensyntagen til strekkarmering i strekkflensen $d_m = 1594 \text{ mm}$ og den totale strekkresultanten $S = \sum S_i = 5155 \text{ kN}$.

Aksiell likevekt mellom tverrsnittets trykkresultant og strekkresultant gir dermed

$$T_c = S$$

$$AB/10^4 f_{cd} b_w d_m \alpha = S$$

$$\alpha = 10^4 S / (AB f_{cd} b_w d_m)$$

$$\alpha = 0,53$$

Betongtrykksjonens momentkapasitet blir videre

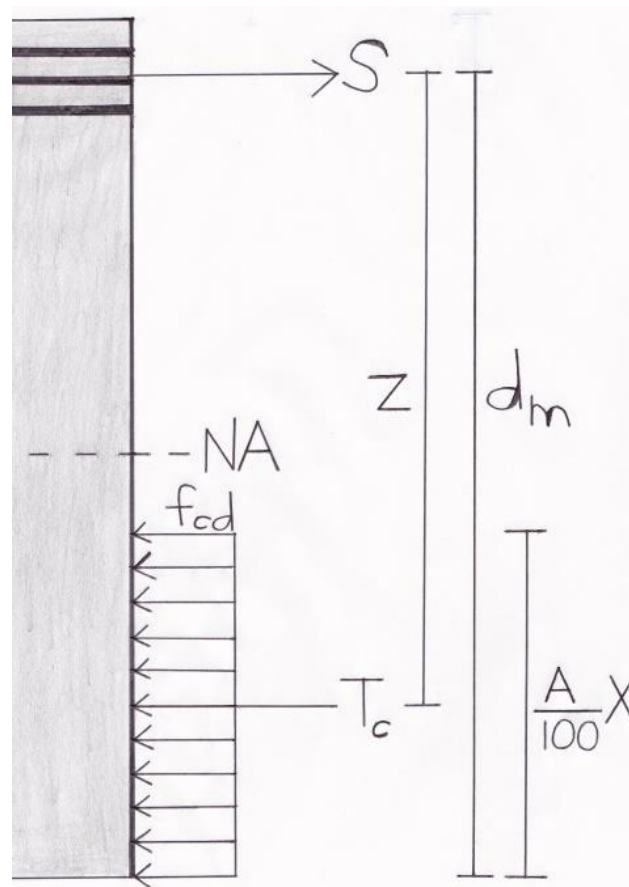
$$M_d = AB/10^4 \alpha (1 - A/200\alpha) f_{cd} b_w d_m^2$$

$$M_d = 6536 \text{ kNm}$$

7 Beregning av kapasitet

Momentkapasiteten for hele den symmetriske brobjelken blir

$$M_d = 13\,072 \text{ kNm}$$



Figur 7.6 Kraftmodellen som er beregningsgrunnlaget for momentkapasiteten for tverrsnittet med plateflensen.

Tverrsnittet klassifiseres fortsatt som underarmert og formlene ovenfor er dermed gyldige ettersom α – faktoren for et balansert tverrsnitt er henholdsvis $\alpha_b = 0,64$ og $\alpha_b = 0,64$ for kamstål med materialklasse $f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$ og $f_{sk} = 380 \text{ N/mm}^2$. Verdien av α viser at ved en økning i strekkarmeringstverrsnittet vil trykksonehøyden i bjelkesteget øke og betongtverrsnittets utnyttelse likeså.

Den dimensjonerende momentkapasiteten som inkluderer medvirkning fra strekkarmeringen innenfor den effektive flensbredden $M_d = 13\,072 \text{ kNm}$ blir dermed større enn momentkapasiteten på $M_d = 10\,768 \text{ kNm}$ hvor bidraget fra strekkarmeringen i plateflensen ble neglisjert. Fastsetter dermed den dimensjonerende momentkapasiteten til den høyeste verdien. Derimot brukes den midlere effektive tverrsnittshøyden på $d_m = 1597 \text{ mm}$ i beregningen for skjærkraftkapasiteten ettersom formlene for disse bygger på lengdearmring som foreligger innenfor stegbredden.

Minimumsarmering

NS3473 punkt 18.3 forlanger at man kontrollerer for minimumsarmering for rektangulære bjelker etter formelen

$$A_{s,min} > 0,25k_w b_w h f_{tk} / f_{sk}$$

$$k_w = \max(1-h/h_1, 1) = 1 \text{ hvor } h_1 = 1000 \text{ mm}$$

$$A_{s,min} = 1414 \text{ mm}^2$$

Minimumsarmering i lengderetningen for bjelker				
			$2A_{s,min}$	$0,5A_{s,min}$
Strekksonearmering 25 ϕ 26	A_s	13 273 mm ²	2828 mm ²	
Trykksonearmering 5 ϕ 26	A_s'	2654 mm ²		707 mm ²

Tabell 7.4 Presentasjon av langsgående armeringsmengde i henholdsvis strekksone og trykksone av bjelken. Dessuten minimumskravet i henhold til NS3473 punkt 18.3.

For konstruksjonsdeler der tetthet er vesentlig bør armeringen på strekksiden være minst det dobbelte av minimumsarmeringen $2A_{s,min} = 2828 \text{ mm}^2$ og på trykksiden minst halvparten av minimumsarmeringen $0,5A_{s,min} = 707 \text{ mm}^2$. De aktuelle armeringsmengdene for tverrsnittet tilfredsstiller disse kriteriene.

Skjærkraftkapasitet

I beregningene for å bestemme skjærkraftkapasiteten av dekkekonstruksjonen antas det at kun bjelkestegene inngår både for kontroll mot skjærbrudd og trykkbrudd.

Skjærbrudd

For å beregne skjærkraftkapasiteten mot strekkbrudd uten opptredende aksialkraft for bjelketverrsnittet når skjærarmeringen er utelatt benyttes den forenklete metoden beskrevet i NS3473 punkt 12.3.2. Her forutsettes det at den gjenværende trykksonen for bøyning under skrårisset bidrar til å motstå skjærkraften ettersom forsøk viser at den endelige bruddlasten for bjelker er større enn skrårisslasten. Bruker følgende formel

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3(f_{td} + (k_A A_s) / (\gamma_c b_w d_m)) b_w d_m k_v < 0,6 f_{td} b_w d_m k_v$$

7 Beregning av kapasitet

Dimensjonerende konstruksjonsfasthet for strekk	f_{td}	1,1 N/mm ²
Faktor	k_A	100 N/mm ²
Tverrsnitt av lengdearmoring på strekksiden som er tilstrekkelig forankret	A_s	13 273 mm ²
Materialfaktor armert betong	γ_c	1,4
Bjelkestegbredde	b_w	550 mm
Midlere effektiv tverrsnittshøyde	d_m	1597 mm
Faktor for bjelke med skjærarmoring	k_v	1

Tabell 7.5 Tverrsnittsdimensjoner og materialparametre for beregning av skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd for bjelker uten skjærarmoring.

$$V_{cd} = V_{co} = 574 \text{ kN} < 579 \text{ kN}$$

Den beregningsmessige kapasiteten er altså mindre enn den største tillatte verdien hvor man kun kan ta med bidrag fra lengdearmoringen fra det effektive betongtverrsnittet.

Bjelken er dessuten forsterket med skjærarmoring i det kritiske snittet. Skjærarmoringen er utført med lukkede vertikal bøylers med en tverrsnittsdimensjon på $\phi = 12 \text{ mm}$ og senteravstand på $s = 150 \text{ mm}$ i følge oversiktstegningene. Denne skjærarmoringen strekker seg 6750 mm i vestlig retning fra det teoretiske opplegget og 7800 mm i østlig retning fra det teoretiske opplegget. Anvender formelen i NS3473 punkt 12.3.2.4. Uttrykket for skjærkraftkapasiteten for en konstruksjonsdel med skjærarmoring kan forenkles ettersom vinkelen mellom bjelkeaksen og de lukkede vertikale bøylerne er $\alpha = 90^\circ$.

$$V_{sd} = A_{sv}/s f_{sd} z \quad \text{hvor } z = 0,9d_m \text{ ettersom tverrsnittet har en trykksone}$$

Det er viktig å merke seg at tverrsnittet for skjærarmeringsbøylene er dobbeltsnittede.

$$V_{sd} = 693 \text{ kN}$$

Den totale skjærkraftkapasiteten mot strekkbrudd bestemmes ved å summere kapasitetsbidraget fra lengdearmoringen og det uopprikkede betongtverrsnittet og skjærarmoringen:

$$V_d = V_{co} + V_{sd}$$

$$V_d = 1267 \text{ kN}$$

7 Beregning av kapasitet

Ettersom brooverbygningen er en symmetrisk T – formet bjelkebro med to bjelkesteg blir den totale skjærkraftkapasiteten mot strekkbrudd

$$V_d = 2534 \text{ kN}$$



Figur 7.7 Tegningen illustrer utførelsen av skjærarmeringen i det kritiske snittet som består av vertikale lukkede bøylor med dimensjon $\phi = 12 \text{ mm}$ og senteravstand $s = 150 \text{ mm}$.

Skjærkraftkapasitetsbidrag mot strekkbrudd		1 bjelkesteg	2 bjelkesteg
Uopprisset betongtverrsnitt og lengdearmoring	V_{co}	574 kN	1148 kN
Skjærarmeringsbøylor	V_{sd}	693 kN	1386 kN
Sum	V_d	1267 kN	2534 kN

Tabell 7.6 Bidrag til skjærkraftkapasiteten mot strekkbrudd fra uopprisset tverrsnitt, lengdearmeringen og bøylearmeringen.

Trykkbrudd

NS3473 punkt 12.3.2.5 krever at man også må kontrollere tverrsnittets skjærkraftkapasitet mot trykkbrudd. I dette uttrykket er det kun betongmateriale som bidrar til kapasiteten og det er fånyttet å øke armeringsmengden dersom kapasiteten ikke er tilstrekkelig. Ettersom bøylearmering står normalt på lengdeaksen blir uttrykket forenklet til

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_wz$$

$$V_{ccd} = 3320 \text{ kN}$$

Den totale trykkbruddskapasiteten for skjærkraft for begge bjelkestegete blir dermed

$$V_{ccd} = 6640 \text{ kN}$$

Minimumsarmering for skjærbøyer

NS3473 punkt 18.3.6 fastsetter krav til minimum bøylearmering. Det spesifiseres at alle bjelker i alminnelighet skal ha bøylearmering i hele bjelkens lengde uansett størrelsen av opptredende skjærkraft. Denne bøylearmeringen skal ha et tverrsnittsareal som tilsvarer dette uttrykket når $\sin\alpha = 1$ er sløyfet grunnet vertikale bøyer

$$A_{s,min} = A_{s,min}/s > 0,2A_c f_{tk}/f_{sk} \quad \text{hvor } A_c \text{ er betongarealet i et lengdesnitt.}$$

Velger et lengdesnitt med lengde 1mm i bjelkeakseretningen og får dermed

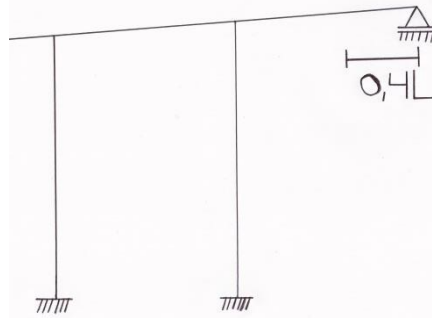
$$A_{s,min}/s > 0,7 \text{ mm}^2/\text{mm} < A_s/s = 1,5 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Den faktiske skjærarmeringsmengden er større enn minimumskravet så bøylearmeringen er tilstrekkelig.

Dessuten forlanges det at ved bjelkehøyder større enn 1200 mm skal det anbringes langsgående overflatearmering på bjelkestegets sider. Kriteriet tilfredsstilles ved at det er utført en armeringsenhet kamstål $\Phi 26$ på begge sider av bjelkesteget i en avstand på 750 mm fra bjelkestegets underkant.

Felt

Velger det kritiske snittet for kontroll av kapasitet for felt i en avstand $0,4L$ fra kabelpilaren grunnet opplagerbetingelsene og den lange spennvidden for dette feltet. Fremgangsmåten for beregningene av kapasitetene i felt vil ikke bli behandlet så utførlig ettersom de beregnes etter samme prosedyre som for kapasitetene over støtte.



Figur 7.8 Presentasjon av et utsnitt av det statiske systemet og plassering av kritisk snitt i felt.

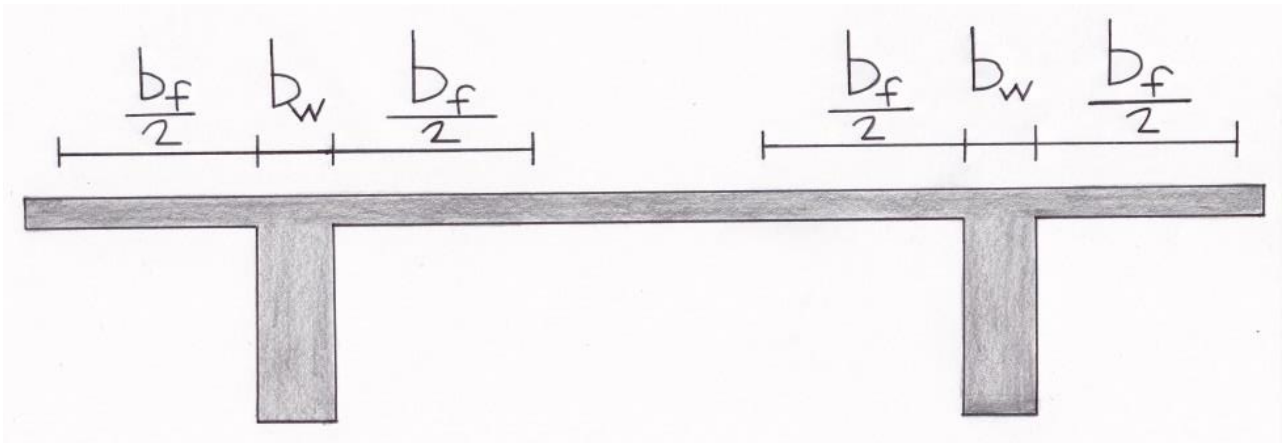
Momentkapasitet

På grunn av bøyning i bjelkebærerretningen vil deler av platen i dekkekonstruksjonen opptre som trykkflens i bjelkefeltet. Derfor må man betrakte tverrsnittet som et T formet tverrsnitt fremfor en rektangulær bjelke i beregningsprosedyren for å bestemme momentkapasiteten i feltet. Bredden av flensen som medvirker til trykkspenningsblokken er betegnet som effektiv flensbredde b_f . I henhold til NS3473 punkt 9.5.1 er den medvirkende flensbredde $b_f/2$ utenfor hver side av bjelkesteget den minste av følgende verdier

- faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger flenstykkelser

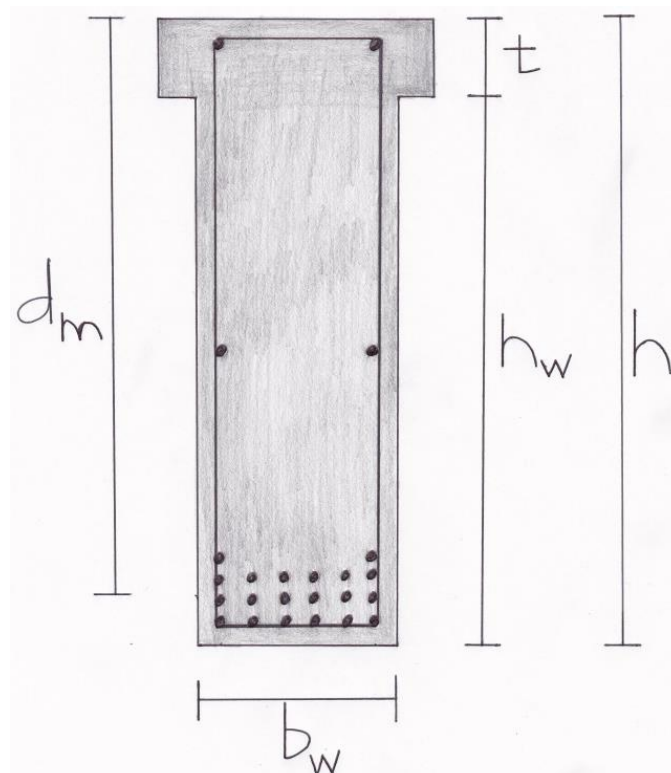
10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter gir laveste verdi tilsvarende $b_f/2 = 1500$ mm.

7 Beregning av kapasitet



Figur 7.9 Effektiv flensbredde av dekkekonstruksjonen i felt.

Lengdearmeringen i den strekkpåkjennte delen av tverrsnittet i det aktuelle bjelkefeltet består av fire lag kamstål $\phi 26$ med henholdsvis 2, 6, 6 og 6 armeringsstenger. Avstanden mellom tyngdepunktet av armeringsenhetene og betongoverflaten er angitt som 60 mm og senteravstanden som 60 mm i strekkarmeringsgruppen i henhold til oversiktstegningene fra Vegdirektoratet.



Figur 7.10 Tverrsnitt av bjelkesteget i felt med lengdearmeringen i kamstål med tverrsnitt $20\phi 26$ illustrert på undersiden.

7 Beregning av kapasitet

Ettersom lengdearmeringen består av atskillige lag må man finne en midlere effektiv tverrsnittshøyde for å representere avstanden fra trykkranden i overkant av bjelken og tyngdepunktet til strekkarmeringsgruppen i underkant av bjelken. Bruker formelen for første arealmoment

$$d_m = \frac{\sum d_i n_i}{\sum n_i}$$

$$d_m = 1568 \text{ mm}$$

I beregningsprosedyren for å bestemme momentkapasiteten for et T – tverrsnitt forutsetter man at trykkspenningen i flensen er konstant og at angrepspunktet for trykkresultanten virker i midten av flenstykkelsen. Flensen bredde tilsvarer effektiv flensbredde. Uttrykket for momentkapasiteten med likevekt omkring flensmidten blir dermed når man forutsetter en konstant flenstykkelse på $t = 210$ mm

$$M_d = f_{sd} A_s (d_m - t/2)$$

$$M_d = 4722 \text{ kNm}$$

Total momentkapasitet for hele dekkekonstruksjonen blir

$$M_d = 9444 \text{ kNm}$$

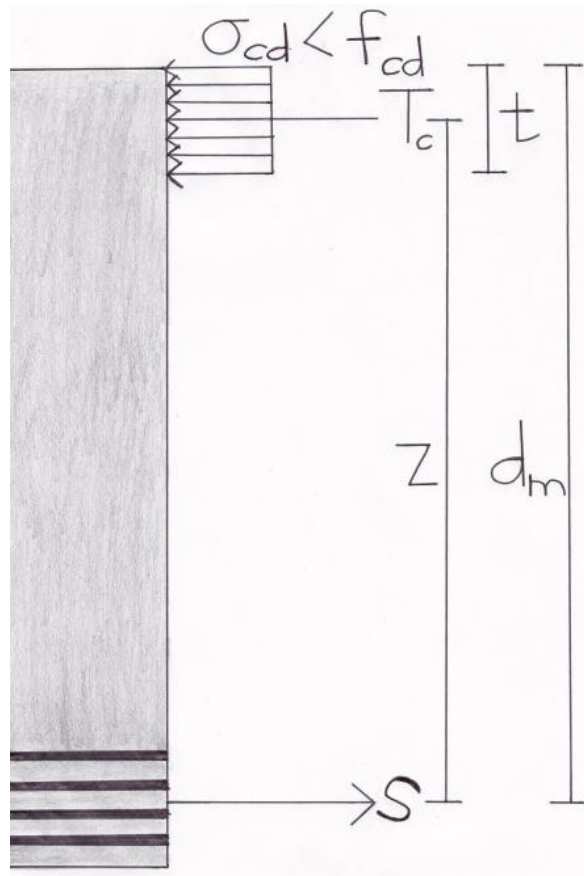
Man må dessuten kontrollere at trykkspenningen i flensen ikke overskrider dimensjonerende betongtrykkfasthet etter formelen

$$\sigma_{cd} = M_d / (t(b_w + b_f)(d_m - t/2))$$

$$\sigma_{cd} = 4,3 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 14 \text{ N/mm}^2$$

Med andre ord er spenningen i trykkspenningsblokken atskillig mindre enn den dimensjonerende konstruksjonsfastheten for trykk.

7 Beregning av kapasitet



Figur 7.11 Modell av beregningsgrunnlaget for å bestemme momentkapasiteten til et T – tverrsnitt. Strekkresultanten og trykkresultanten sine angrepspunkter er angitt.

Minimumsarmering

Kontroll av minimumsarmering foretas etter NS3473 punkt 18.3.1

$$A_{s,min} > 0,25k_w A_c f_{tk} / f_{sk}$$

$$A_{s,min} = 1414 \text{ mm}^2$$

7 Beregning av kapasitet

			$2A_{s,min}$	$0,5A_{s,min}$
Lengdearmering strekksone $20\Phi 26$	A_s	10618 mm^2	2828 mm^2	
Lengdearmering trykksone $2\Phi 26$	A_s'	1061 mm^2		707 mm^2

Tabell 7.7 Tverrsnitt av langsgående armering på strekkside og trykkside av tverrsnittet. Dessuten er krav til minimumsarmering spesifisert.

Kravene til minimumsarmering er tilfredsstilt for lengdearmeringen både på strekksiden og trykksiden.

Skjærkraftkapasitet

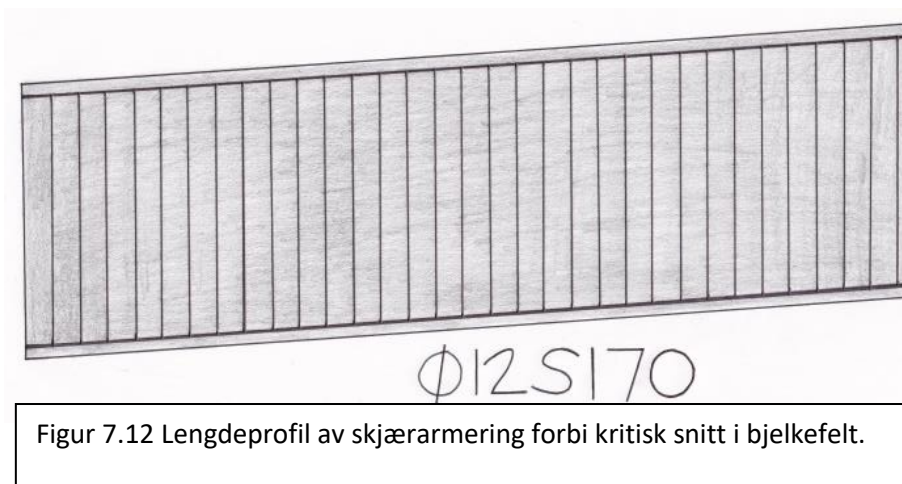
Strekkebrudd

Ved anvendelse av den forenklete metoden brukes formelen definert i NS 3473 punkt 12.3.2.1 for å finne skjærkraftkapasiteten for en konstruksjonsdel uten skjærarmering

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3(f_{td} + (k_A A_s) / (\gamma_c b_w d_m)) b_w d_m k_v < 0,6 f_{td} b_w d_m k_v$$

$$V_{co} = 512 \text{ kN} < 569 \text{ kN}$$

Bjelkesteget er utført med en skjærarmering bestående av lukkede vertikale bøyler med en dimensjon på $\Phi = 12 \text{ mm}$ og senteravstand $s = 170 \text{ mm}$ i det aktuelle kritiske snittet i bjelkefeltet.



7 Beregning av kapasitet

Skjærkraftkapasiteten for en konstruksjonsdel med skjærarmoring blir etter NS3473 punkt 12.3.2.4

$$V_{sd} = A_{sv}/s f_{sd} z$$

$$V_{sd} = 600 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasitetsbidrag mot strekkbrudd		1 bjelkesteg	2 bjelkesteg
Uopprisset betongtverrsnitt og lengdearmoring	V_{co}	512 kN	1024 kN
Skjærbøylearmoring	V_{sd}	600 kN	1200 kN
Sum	V_d	1112 kN	2224 kN

Tabell 7.8 Bidrag til skjærkraftkapasiteten ved strekkbrudd.

Minimumsarmering

Kontroll av minimumsarmering for skjærbøylere må gjennomføres etter NS3473 punkt 18.3.6

$$A_{s,min} > 0,2 A_c f_{tk} / f_{sk}$$

$$A_{s,min} > 0,7 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Ettersom den faktiske skjærarmoringen per lengdeenhet er $A_{sv}/s = 1,3 \text{ mm}^2/\text{mm}$, så er kravet tilfredsstilt.

Dessuten forlanger NS3473 punkt 18.3.6 at dersom bjelkehøyde er over 1200 mm skal det anbringes langsgående overflatearmoring på bjelkestegets sider. Dette er gjort med en armeringsenhet kamstål $\Phi 26$ på begge bjelkestegets sider omkring 800 mm over underkanten.

Trykkbrudd

Skjærkraftkapasiteten mot trykkbrudd er spesifisert etter NS3473 punkt 12.3.3.3 når bøyelene danner en vinkel på $\alpha = 90^\circ$ med bjelkens systemakse

$$V_{ccd} = 0,3 f_{cd} b_w z$$

$$V_{ccd} = 3259 \text{ kN}$$

For begge stegene

$$V_{ccd} = 6518 \text{ kN}$$

Oppsummering

Støtte		
Dimensjonerende momentkapasitet	M_d	13 072 kNm
Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd	V_d	2534 kN
Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot trykkbrudd	V_{ccd}	6640 kN

Tabell 7.9 Dimensjonerende momentkapasitet og skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd og trykkbrudd over støtte.

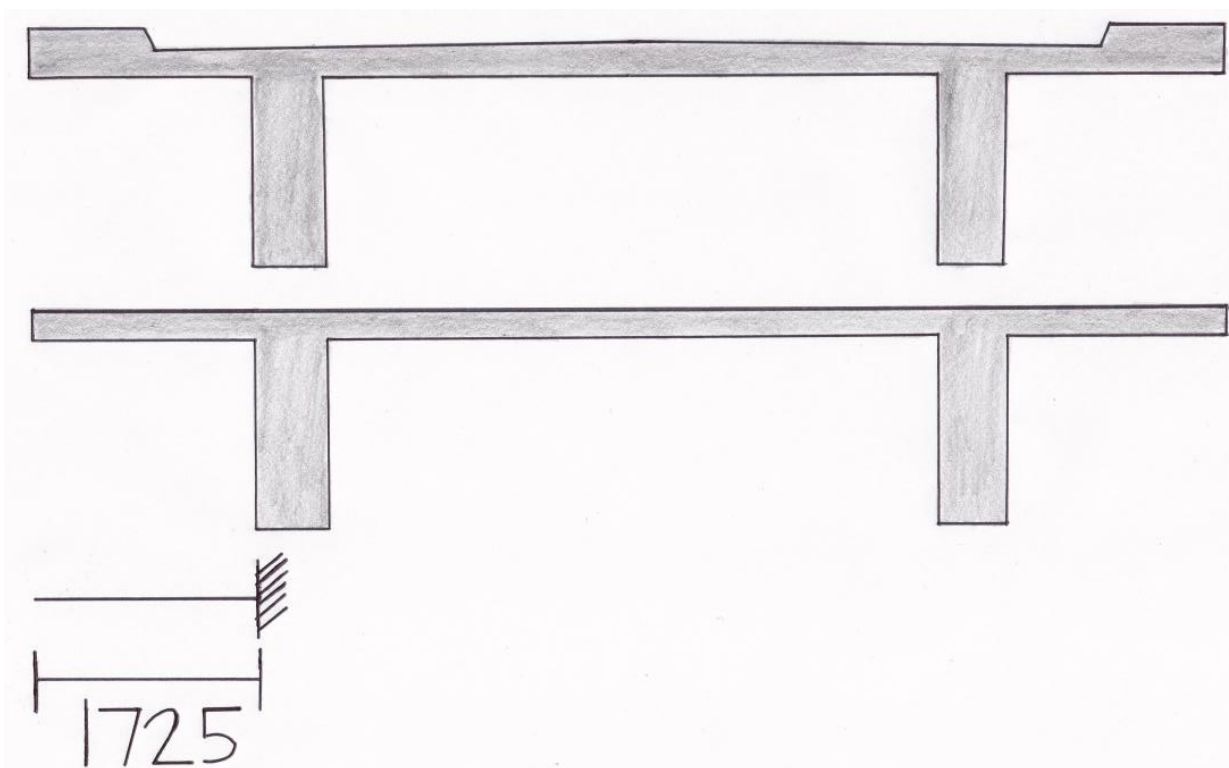
Felt		
Dimensjonerende momentkapasitet	M_d	9444 kNm
Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd	V_d	2224 kN
Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot trykkbrudd	V_{ccd}	6518 kN

Tabell 7.10 Dimensjonerende momentkapasitet og skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd og trykkbrudd i felt.

Tverretningen

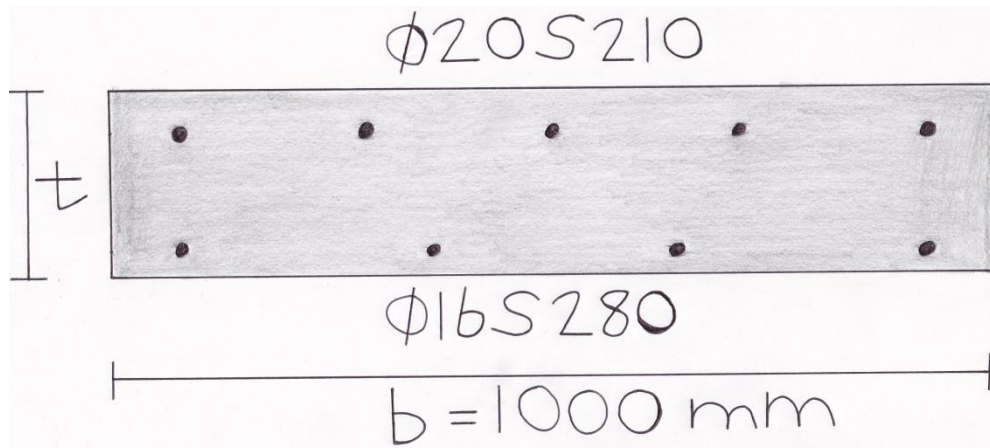
Momentkapasitet

Tverrarmeringen i den utstikkende plateflensen består i overkant av kamstål $\phi 20$ med en senteravstand på $s = 210$ mm og underkant kamstål $\phi 16$ med en senteravstand på $s = 280$ mm. For beregningen av kapasiteten i tverretningen betraktes et utsnitt av plateflensen med en enhetsbredde tilsvarende $b = 1000$ mm. Plateflensens tykkelse er ikke konstant i tverretningen. Den er 370 mm tykk i den forhøyede sidekanten som er 900 mm bred og varierer fra 210 mm fra randen av kjørebanelen til 260 mm i senterlinjen av kjørebanelen. Som en idealisering settes platetykkelsen konstant lik $t = 210$ mm. Det statiske systemet til den utstikkende plateflensen antas å være en utkragerbjelke fast innspent ved overgangen mellom plateflensen og bjelkesteget.



Figur 7.13 Anskueliggjøring av brooverbygningens faktiske tverrsnitt, idealisert tverrsnitt med konstant platetykkelse lik $t = 210$ mm og den utstikkende plateflensens statiske system.

7 Beregning av kapasitet



Figur 7.14 Tverrsnitt av plateflensen i overgangen til bjelkesteget normalt på brobjelkens lengdeakse. Overdekning i overkant er 40 mm og overdekning i underkant er 22 mm.

Strekarmringing i overkant per lengdeenhet er

$$A_s = b/sA_{s1}$$

$$A_s = 1496 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Aksiell likevekt gir

$$T_c = S$$

$$AB/10^4 f_{cd} b d \alpha = f_{sd} A_s$$

$$\alpha = (10^4 f_{sd} A_s) / (AB f_{cd} b d)$$

$$\alpha = 0,26$$

Betongtrykksjonens momentkapasitet blir dermed

$$M_d = AB/10^4 \alpha (1 - A/200\alpha) f_{cd} b d^2$$

$$M_d = 66 \text{ kNm/m}$$

7 Beregning av kapasitet

Minimumsarmering

NS3473 punkt 18.3.1 forlanger at lengdearmeringen har et tverrsnitt på minst

$$A_{s,min} > 0,25k_w b h f_{tk} / f_{sk}$$

$$A_{s,min} > 389 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 1496 \text{ mm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 389 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Skjærkraftkapasitet

Strekbrudd

NS3473 punkt 12.3.2.1

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3(f_{td} + (k_A A_s) / (\gamma_c b d)) b d k_v < 0,6 f_{td} b d k_v$$

$$V_{cd} = V_{co} = 84 \text{ kN/m} < 105 \text{ kN/m}$$

Trykkbrudd

NS3473 punkt 12.3.2.5

$$V_{ccd} = 0,3 f_{cd} b z$$

$$V_{ccd} = 604 \text{ kN/m}$$

Oppsummering

Dimensjonerende moment	M_d	66 kNm/m
Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd	V_d	84 kN/m
Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot trykkbrudd	V_{ccd}	604 kN/m

Tabell 7.11 Dimensjonerende momentkapasitet og skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd og trykkbrudd av plateflensen i vingen i tverretningen.

8 Lastkombinasjoner

Anvender tabell 3.3-1 i Bruklassifisering Håndbok R412 for å bestemme lastkoeffisientene som skal anvendes ved kontrollen av broen i bruddgrensetilstand. Lastfaktorene for de ulike typene av lastvirkningene tar hensyn til den statistiske variasjonen de kan opptre med og gir en dimensjonerende verdi med en lav sannsynlighet for overskridelse. Bruddgrensetilstanden er grensetilstanden hvor man påviser om konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet ved overbelastning. Den foreskriver to sett med uttrykk hvor det mest ugunstige er dimensjonerende. Deformasjonslaster inngår ikke i analysen, men skal behandles senere og sløyfes dermed fra tabellen. I uttrykk b representerer Q_1 den variable lasten som gir den mest ugunstige lastvirkningen og Q_n de øvrige ugunstige variable lastene. Som nevnt tidligere er egenlasten definert som en permanent last og trafikklasten og temperaturlasten er definert som variable laster. Fra lastanalysene ble det konstatert at lastvirkningene fra trafikklasten i de fleste tilfellene var den dominerende blant de variable lastene.

Lastfaktorer i bruddgrensetilstanden			
Lastgruppe kombinasjon	Permanente laster, P		Variable laster, Q
	Jordtrykk, J	Andre	
a	1	1,15	$\gamma_1 Q_1$
b	1	1	$\gamma_2 Q_1 + 0,8 \sum Q_n$

Tabell 8.1 Lastfaktorer i bruddgrensetilstanden for permanente laster P og variable laster Q.

De to likningsuttrykkene for henholdsvis dimensjonerende verdi av moment og skjærkraft blir dermed

- a) $1,15M_G + 1,4M_{TR} + M_{TE}$
- b) $M_G + 1,2M_{TR} + 0,8M_{TE}$
- a) $1,15V_G + 1,4V_{TR} + V_{TE}$
- b) $V_G + 1,2V_{TR} + 0,8V_{TE}$

Lengderetningen

Støtte

Støtte Akse 21			
Dimensjonerende moment	Dimensjonerende momentkapasitet	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
12 058 kNm	13 072 kNm	92 %	Nei

Tabell 8.2 Kapasitetskontroll støttemoment.

8 Lastkombinasjoner

Støtte Akse 21			
Dimensjonerende skjærkraft	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
2680 kN	2534 kN	105 %	Ja
Tabell 8.3 Kapasitetskontroll skjærstrekkbrudd ved støtte.			

Støtte Akse 21			
Dimensjonerende skjærkraft	Dimensjonerende skjærekraftkapasitet mot trykkbrudd	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
2680 kN	6640 kN	40 %	Nei
Tabell 8.4 Kapasitetskontroll skjærtrykkbrudd ved støtte.			

Felt

Felt 21			
Dimensjonerende moment	Dimensjonerende momentkapasitet	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
- 10 324 kNm	9444 kNm	109 %	Ja
Tabell 8.5 Kapasitetskontroll feltmoment.			

Felt 21			
Dimensjonerende skjærkraft	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
- 279 kN	2224 kN	12 %	Nei
Tabell 8.6 Kapasitetskontroll skjærstrekkbrudd i felt.			

8 Lastkombinasjoner

Felt 21			
Dimensjonerende skjærkraft	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot trykkbrudd	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
- 279 kN	6518 kN	4 %	Nei
Tabell 8.7 Kapasitetskontroll skjærtrykkbrudd i felt.			

Kontrollen av kapasiteten i bruddgrensetilstanden viser at kapasiteten blir overskredet for skjærstrekkbrudd over støtte og moment i felt. Dessuten er utnyttelsesgraden av kapasiteten svært høy ved moment over støtte. Som forventet er utnyttelsesgraden lav i feltet ettersom den dimensjonerende skjærkraften er størst ved oppleggene og lavest i bjelkefeltet.

Tverretningen

Dimensjonerende moment	Dimensjonerende momentkapasitet	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
50 kNm/m	66 kNm/m	75 %	Nei
Tabell 8.8 Kapasitetskontroll moment i tverretningen.			

Dimensjonerende skjærkraft	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot strekkbrudd	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
135 kN/m	84 kN/m	160 %	Ja
Tabell 8.9 Kapasitetskontroll skjærstrekkbrudd i tverretningen.			

Dimensjonerende skjærkraft	Dimensjonerende skjærkraftkapasitet mot trykkbrudd	Utnyttelsesgrad	Kapasitetsoverskridelse
135 kN/m	604 kN/m	22 %	Nei
Tabell 8.10 Kapasitetskontroll skjærtrykkbrudd i tverretningen.			

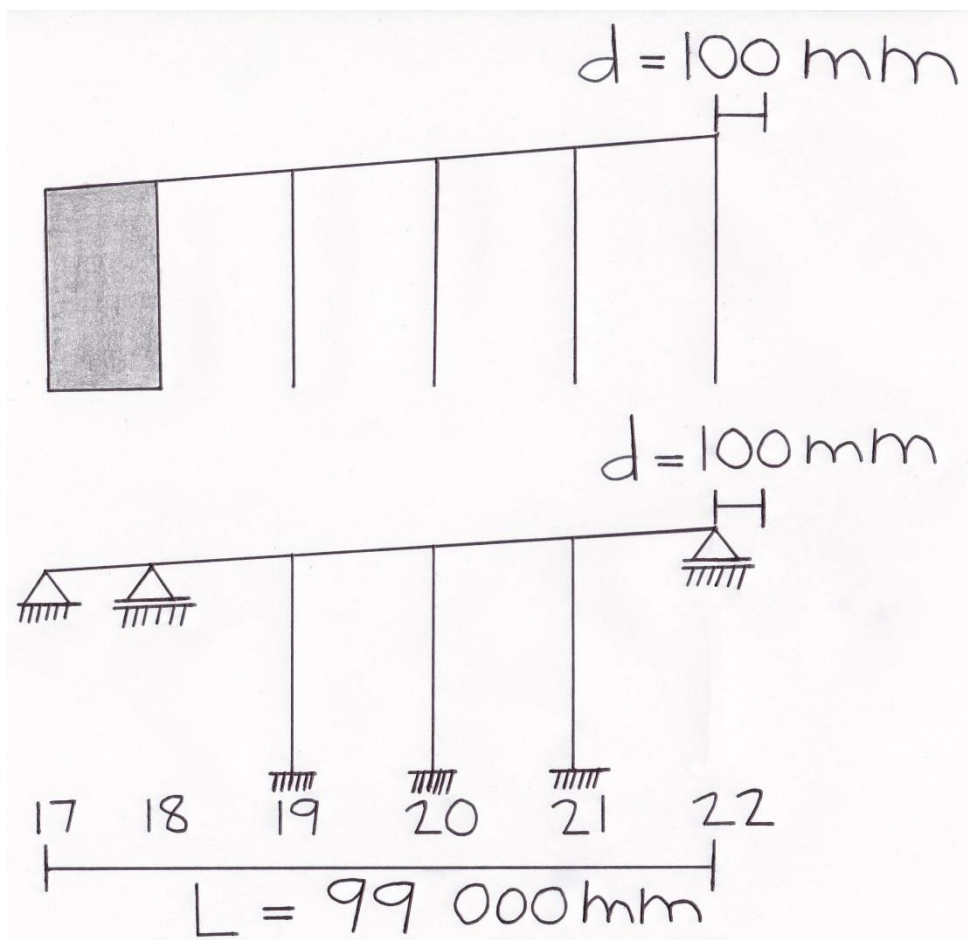
Plateflensens kapasitet i tverretningen er utilstrekkelig med tanke på den opptredende skjærkraften ved overgangen mellom plateflensen og bjelkesteget. Derimot er metoden for beregning av skjærkraften ved innspenningsranden svært konservativ.

9 Lastvirkning forårsaket av deformasjonslast fra alkalireaksjoner

Alkali – silika reaksjoner vil forårsake en ekspansjon langs brooverbygningens lengdeakse. I samråd med fagveileder antas det at forskyvningen av brooverbygningen ved kabelpilaren tilsvarer $d = 100$ mm. Denne lengdeutvidelsen av brobjelken er senere fastslått gjennom skanninger av pilaren i akse 21. Med fastlageret på vestre side av forankringspilaren som origo for deformasjonen blir den lineære tøyningen i brobjelken lengdeakse over en lengde på $L = 99\ 000$ mm

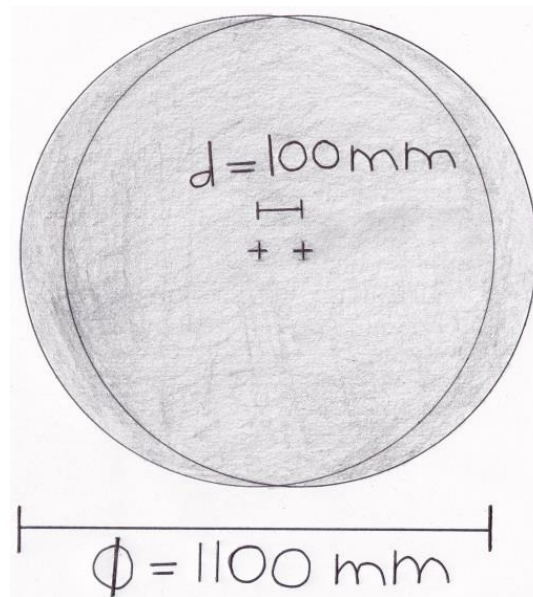
$$\epsilon = d/L$$

$$\epsilon = 0,001$$



Figur 9.1 Modell av brokonstruksjonen mellom fast lager og kabelpilaren og det statiske systemet med forskyvning i enden av viadukten på $d = 100$ mm.

9 Lastvirkning forårsaket av deformasjonslast fra alkalireaksjoner



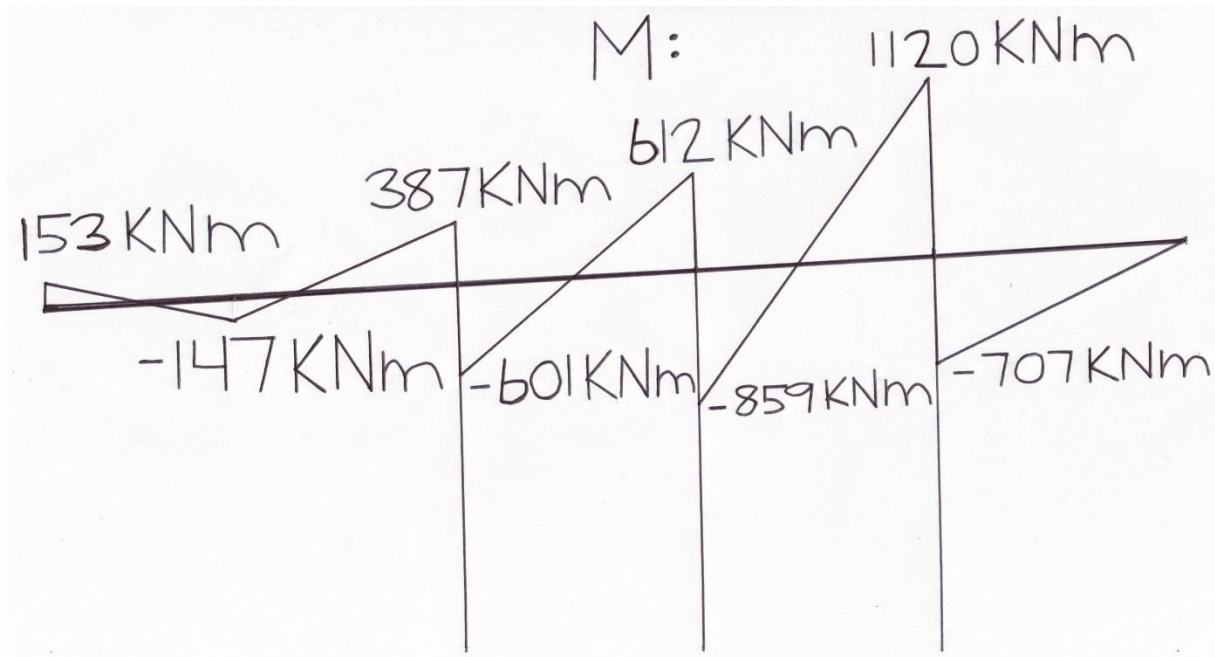
Figur 9.2 Forskyvning av søletoppen på grunn av alkalireaksjoner..

Analysen av brokonstruksjonen i NovaFrame påkjent tøyningen fra deformasjonen i den østre enden av brobjelken gir lastvirkningene i figurene under. Det er viktig å understreke at beregningene er foretatt med en elastisitetsmodul for betong på $E_c = 30\,000 \text{ N/mm}^2$ uten å ta hensyn til krypvirkninger. Derimot kan analyseresultatene skaleres i henhold til en mer realistisk elastisitetsmodul ettersom det er en lineær sammenheng mellom elastisitetsmodulen til betong og responsen. Verdien av lastvirkningene for en aktuell elastisitetsmodul kan enkelt beregnes etter disse formlene for henholdsvis moment og skjærkraft hvor verdiene i diagrammene representerer referanseverdiene ved $E_c = 30\,000 \text{ MPa}$

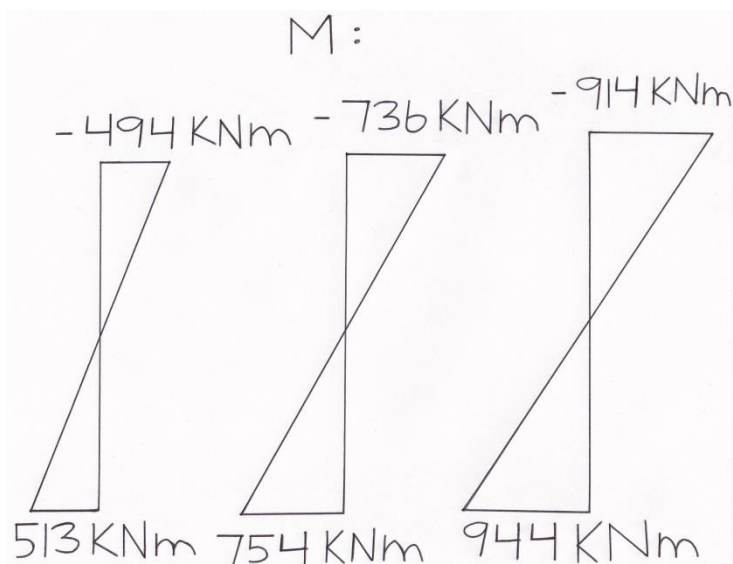
$$M (\text{aktuell}) = M (E_c = 30\,000 \text{ MPa}) E_{c,\text{aktuell}} / M (E_c = 30\,000 \text{ MPa})$$

$$V (\text{aktuell}) = V (E_c = 30\,000 \text{ MPa}) E_{c,\text{aktuell}} / V (E_c = 30\,000 \text{ MPa})$$

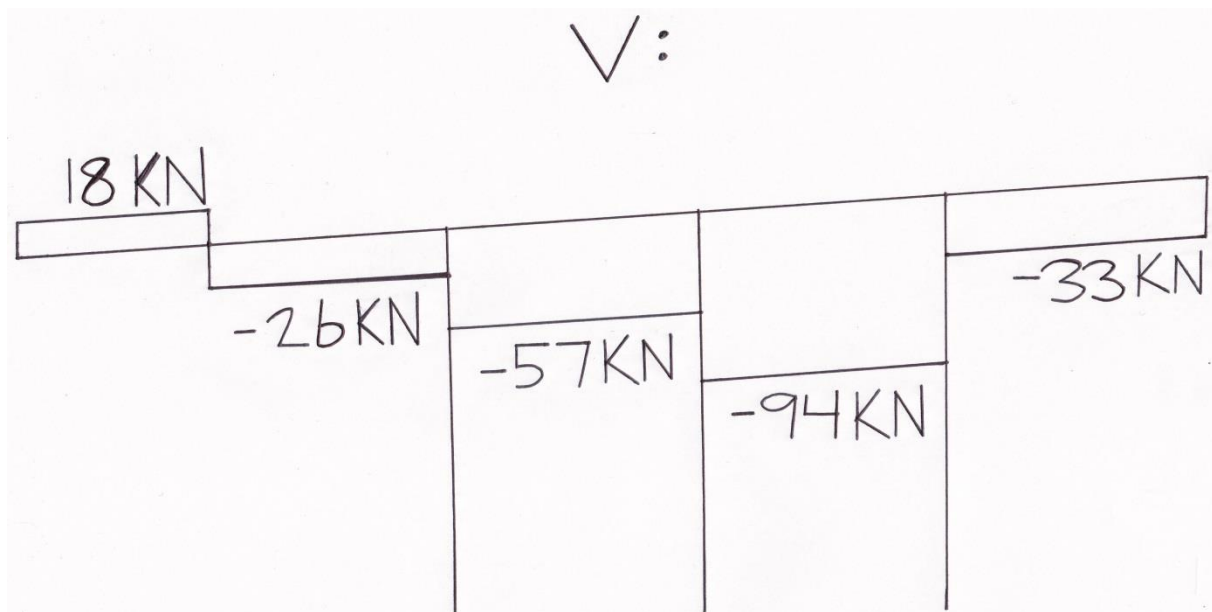
9 Lastvirkning forårsaket av deformasjonslast fra alkalireaksjoner



Figur 9.3 Momentdiagram fra forskyvningen på $d = 100$ mm i den østre enden av brobanen. Momentvirkningene i pilarene er utelatt i diagrammet. Disse fremkommer med likevektsbetraktninger i knutepunktene.



Figur 9.4 Momentdiagram for lastvirkningen fra den translatoriske deformasjonen på $d = 100$ mm for hver av søylene som inngår i søyleparene mellom forankringspilaren og kabelpilarene. Brobanebjelken er utelatt i denne fremstillingen.



Figur 9.5 Skjærkraftdiagram fra forskyvningen $d = 100$ mm i den østre enden av brobanen. Skjærkraftvirkningen i pilarene er utelatt i diagrammet.

Med hensyn til skjærkraft vil deformasjonen på $d = 100$ mm av brobjelken ikke føre til ytterligere kapasitetsoverskridelse. Skjærkraftkapasiteten i kritisk snitt i bjelkefeltet er atskillig høyere enn de dimensjonerende skjærkreftene. Ved støtte vil skjærkraftpåkjenningen fra deformasjonen derimot virke gunstig, men her er allerede skjærkraftkapasiteten ved strekkbrudd overskredet.

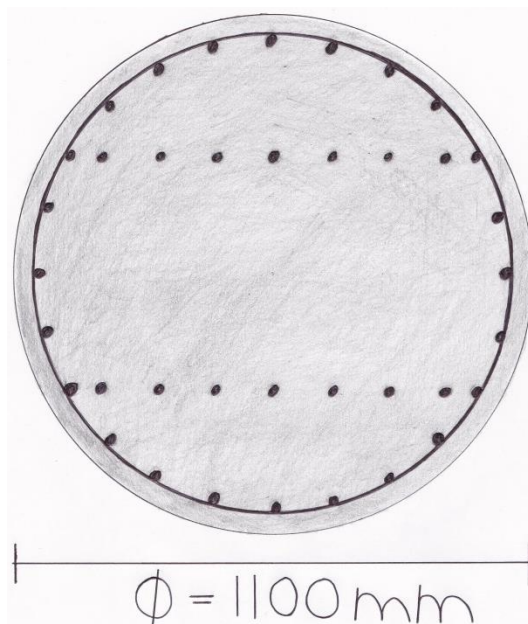
I bjelkefeltet vil momentpåkjenningen fra forskyvningen virke ugunstig og ytterligere øke kapasitetsoverskridelsen. Støttemomentet i kritisk snitt like til venstre for teoretisk opplegg vil være positivt ved å gi strekk i overkant og øke den dimensjonerende momentlastvirkningen, med andre er momentbidraget ugunstig. Ved lastkombinering i bruddgrensetilstanden hvor momentet fra forskyvningen fra alkali – silika reaksjonen betraktes som en deformasjonslast vil det dimensjonerende støttemomentet bli

$$M_f = 13\,178 \text{ kNm} > M_d = 13\,072 \text{ kNm}$$

Dette impliserer at deformasjonen på grunn av alkali – silika med en definert verdi på $d = 100$ mm vil lede til en overskridelse av støttemomentkapasiteten. Derimot vil kapasitetsoverskridelsen være marginal.

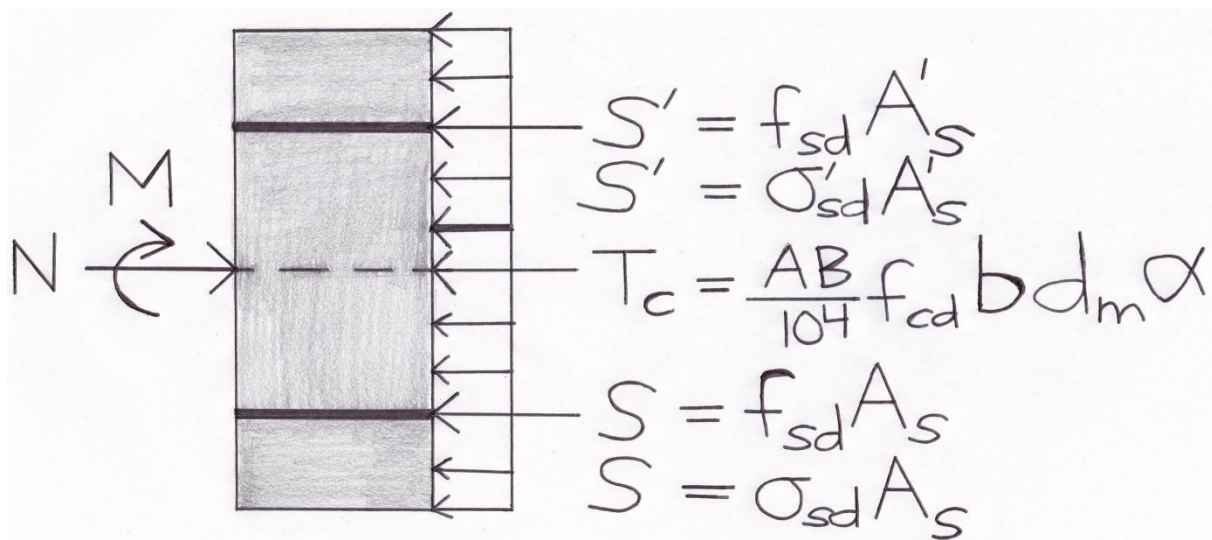
10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen

Ettersom søylen blir påkjent både aksialkraft og bøyemoment, særlig i tilfellet med deformasjon av brobjelken som følge av alkali – silika reaksjonen, er det av interesse å bestemme søyletverrsnittets kapasitet i akse 21 i det kritiske snittet hvor dimensjoneringen foretas. Ettersom påkjeningen består av en kombinasjon av aksialkraft og bøyemoment finnes den kombinerte kapasiteten for disse snittkreftene ved å påføre tverrsnittet en rekke tøyningstilstander med entydige definerte bruddkriterier i henholdsvis betong ved trykkrand og armeringen på strekksiden. Ved disse tøyningstilstandene forlanges aksiallikevekt og momentlikevekt å bli tilfredsstilt. Resultatene av likevektsberegningene fremstilles dernest i et såkalt kapasitetsdiagram eller M – N diagram med momentet langs abscisse aksens/x aksens og aksialkraften langs ordinat aksens/y aksens. Dersom den aktuelle kombinasjonen av den dimensjonerende aksialkraften og momentet, det vil si de karakteristiske lastvirkningene multiplisert med lastkoeffisienter, befinner seg innenfor kapasitetskurven, er kapasiteten av tverrsnittet tilstrekkelig og ingen bruddkriterier overskrides. Beregningene kompliseres vesentlig ettersom tverrsnittet av søylen er sirkulært og at armeringen er fordelt i atskillige lag. Tyngdepunktsaksen plasseres midt i tverrsnittet. Søylen påkjennes av bøyemoment i all hovedsak i retning av brobjelkens lengdeakse og antar dermed at orienteringen av søylen er slik at bøyningen foregår omkring sterk akse, med andre ord der armeringen er plassert lengst fra søyletverrsnittets tyngdepunktsakse. Orienteringen av søylen er ikke eksplisitt i oversiktstegningen.



Figur 10.1 Tverrsnitt av søylen som dimensjoneres bestående av kamstål $24\phi 26$ jevnt fordelt langs periferien, kamstål $14\phi 26$ i to rader nær senter og bøyer $\phi 10s300$. Antar at avstanden fra tyngdepunktet av lengdearmeringen i periferien til betongoverflaten er 60 mm.

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen



Figur 10.2 Modellen viser grunnlaget for beregningen av den kombinerte bøyemoment og aksialkraftkapasiteten for søyletverrsnittet. Størrelsen og angrepspunktet til henholdsvis betongtrykkresultanten, trykkarmeringsresultanten og strekkarmeringsresultanten avhenger av den aktuelle tøyningstilstanden.

Tøyningstilstander

1. Rent trykk over hele tverrsnittet. Trykktøyningen over tverrsnittet er konstant lik middelbetongtøyningen $\epsilon_{cm} = 0,0029$ i henhold til NS3473 punkt 12.1.1. Ettersom denne tøyningen overskrider armeringens flytgrense vil spenning i armering tilsvare flytspenningen $f_{sd} = 304 \text{ N/mm}^2$. All langsgående armering i søyletverrsnitt antas å medvirke til aksialkraftkapasiteten som består av $38\phi 26$.

Aksiell likevekt:

$$A_c = \pi \phi_{søyle}^2 / 4$$

$$N_1 = T_c + S = f_{cd} A_c + f_{sd} A_s$$

$$N_1 = 13\,304 \text{ kN} + 6133 \text{ kN}$$

$$N_1 = 19\,437 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0 \text{ kNm}$$

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen

Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen:

$$M_1 = 0 \text{ kNm}$$

2. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i tyngdepunktet til strekkarmeringen. $\epsilon_{sy} = f_{sk}/E_{sk} = 0,0019$. For å forenkle regnearbeidet konverterer jeg det sirkulære søyletverrsnittet til et kvadratisk tverrsnitt hvor arealet til det homogene betongtverrsnittet er identisk og andre arealtrehetsmoment er tilnærmet likt. Dessuten bestemmer jeg avstanden fra tyngdepunktsaksen av betongtverrsnittet og til tyngdepunktet av strekkarmeringen. Med andre ord et felles tyngdepunkt for armeringsgruppen i henholdsvis strekksonen og trykksonen i det symmetrisk armerte tverrsnittet hvor armeringen idealisert kan konsentreres. Armeringen som sammenfaller med tyngdepunktaksen til betongtverrsnittet neglisjeres.

$$A_{s\text{søyle}} = \pi\phi^2/4 = A_{\text{kvadrat}} = s^2$$

$$s = 974 \text{ mm}$$

Ettersom strekkarmeringen består av flere lag, foretas en vekting av hvert lag ved første arealmoment for å bestemme tyngdepunktet til hele gruppen av strekkarmeringen. Ettersom tverrsnittet er symmetrisk armert har trykkarmeringen lik avstand fra tyngdepunktsaksen.

$$y_m = (\sum y_i A_{si}) / (\sum A_{si})$$

		Tverrsnitt A_{si}	Avstand fra betongtverrsnittets globale tyngdepunktsakse til de respektive armeringlagenens tyngdepunkt
Lag 1	2 ϕ 26	1062 mm ²	127 mm
Lag 2	9 ϕ 26	4778 mm ²	245 mm
Lag 3	2 ϕ 26	1062 mm ²	346 mm
Lag 4	2 ϕ 26	1062 mm ²	424 mm
Lag 5	2 ϕ 26	1062 mm ²	473 mm
Lag 6	ϕ 26	531 mm ²	490 mm
Sum		9557 mm ²	300 mm

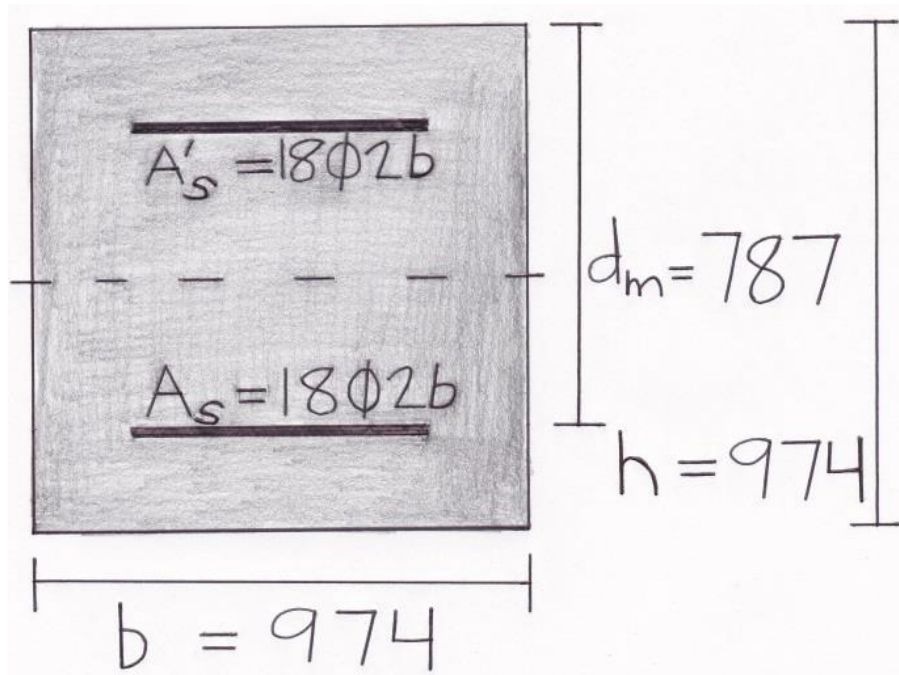
Tabell 10.1 Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunkt til tyngdepunktsaksen.

Den midlere effektive tverrsnittshøyden fra trykkranden til tyngdepunktet for strekkarmeringen blir dermed

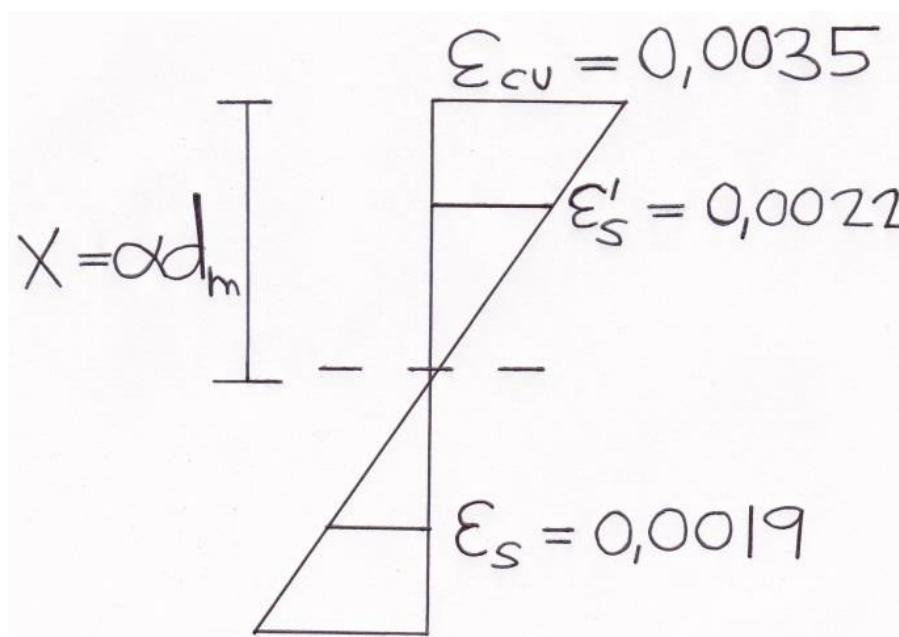
$$d_m = y_m + h/2$$

$$d_m = 787 \text{ mm}$$

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen



Figur 10.3 Modifisert kvadratisk søyletverrsnitt med idealisert strekk- og trykkarmering.



Figur 10.4 Tøyningsforløp for tøyningstilstand 2.

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen

Trykksonehøydefaktor

$$\epsilon_{sy} = f_{sk}/E_{sk}$$

$$\epsilon_{sy} = 0,0019$$

$$\alpha = \epsilon_{cu}/(\epsilon_{cu} + \epsilon_s)$$

$$\alpha = 0,65$$

Trykkarmeringen flyter ettersom $\epsilon'_s = 0,0022$.

Aksiell likevekt:

$$N_2 = T_c = f_{cd}b0,8\alpha d_m$$

$$N_2 = 5580 \text{ kN}$$

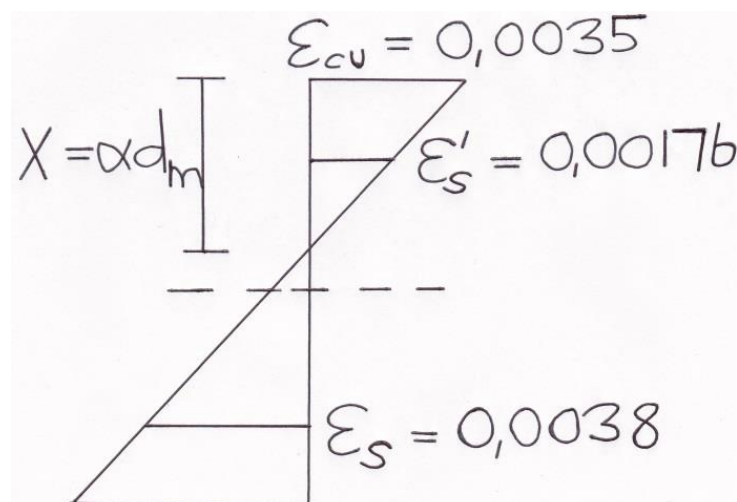
Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen:

$$M_2 = T_c(h/2 - 0,5 \cdot 0,8\alpha d_m) + Sh'$$

$$M_2 = 1575 \text{ kNm} + 1743 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 3318 \text{ kNm}$$

3. Trykkbrudd i betong og dobbelt flyttøyning i strekkarmeringens tyngdepunkt
 $\epsilon_s = 2\epsilon_{sy} = 0,0038$.



Figur 10.3 Tøyningsforløp for tøyningstilstand 3.

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen

Trykksonehøydefaktor

$$\alpha = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_s)$$

$$\alpha = 0,48$$

Trykkarmeringen flyter ikke ettersom $\varepsilon'_s = 0,00176 < \varepsilon_{sy} = 0,0019$.

Trykkspenningen i trykkarmeringen blir dermed

$$\sigma'_{sd} = E_{sk} \varepsilon'_s / \gamma_s$$

$$\sigma'_{sd} = 282 \text{ N/mm}^2$$

Aksiell likevekt:

$$N_3 = T_c + S' - S$$

$$N_3 = f_{cd} b_0,8 \alpha d_m + \sigma'_{sd} A'_s - f_{sd} A_s$$

$$N_3 = 4121 \text{ kN} + 2695 \text{ kN} - 2905 \text{ kN}$$

$$N_3 = 3911 \text{ kN}$$

Momentlikevekt om tyngdepunktaksen:

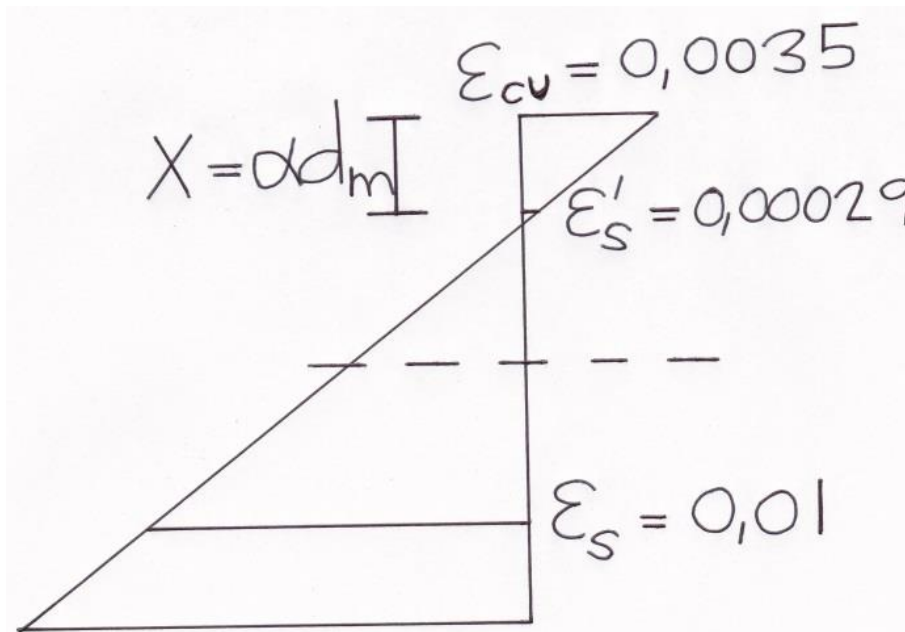
$$M_3 = T_c (h/2 - 0,5 \cdot 0,8 \alpha d_m) + S' h' / 2 + S h' / 2$$

$$M_3 = 1384 \text{ kNm} + 809 \text{ kNm} + 872 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 3065 \text{ kNm}$$

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen

4. Trykkbrudd i betong og strekkbrudd i armeringen $\epsilon_s = \epsilon_{su} = 0,01$.



Figur 10.6 Tøyningsforløp for tøyningstilstand 4.

Trykksonehøydefaktor

$$\alpha = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_s)$$

$$\alpha = 0,26$$

Trykkarmeringen flyter ikke ettersom $\epsilon'_s = 0,00029$. Trykkspenningen i trykkarmeringen blir

$$\sigma'_{sd} = E_{sk} \epsilon'_s / \gamma_s$$

$$\sigma'_{sd} = 46 \text{ N/mm}^2$$

Aksiell likevekt:

$$N_4 = T_c + S' - S$$

$$N_4 = f_{cd} b 0,8 \alpha d_m + \sigma'_{sd} A'_s - f_{sd} A_s$$

$$N_4 = 2232 \text{ kN} + 440 \text{ kN} - 2905 \text{ kN}$$

$$N_4 = -233 \text{ kN}$$

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen

Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen:

$$M_4 = T_c(h/2 - 0,5 \cdot 0,8\alpha_{d_m}) + S'h'/2 + Sh'/2$$

$$M_4 = 904 \text{ kNm} + 132 \text{ kNm} + 871 \text{ kNm}$$

$$M_4 = 1907 \text{ kNm}$$

5. Rent strekk $\epsilon_s = \epsilon_{su} = 0,01$.

I denne tøyningstilstanden forutsettes det at all langsgående armering i søyletverrsnittet inngår i aksialkraftkapasiteten, det vil si 38 ϕ 26.

$$N_5 = -6133 \text{ kN}$$

$$M_5 = 0 \text{ kNm}$$

Dessuten tas det hensyn til etter NS3473 punkt 12.1.2 at aksialkraften kan virke med en utilsiktet eksentrisitet som den største av [20 mm, $I_e/300 = 0,51/300 = 50 \text{ mm}$, $\phi/30 = 37 \text{ mm}$]. Kurven som angir en reduksjon av den teoretiske aksialkraftkapasiteten blir altså i kapasitetsdiagrammet

$$N = M/e_{\min}$$

Dimensjonerende lastvirkninger på søyletverrsnittets øvre rand

For det dimensjonerende bøyemomentet er det kombinasjonen av deformasjonen forårsaket av alkali – silika reaksjonen og den jevnt fordelte temperaturandelen $\Delta T_{N,exp} = 22 \text{ }^\circ\text{C}$ som gir vesentlige bidrag. For aksialkraften derimot er det kun egenlasten og trafikklasten som gir nevneverdige bidrag.

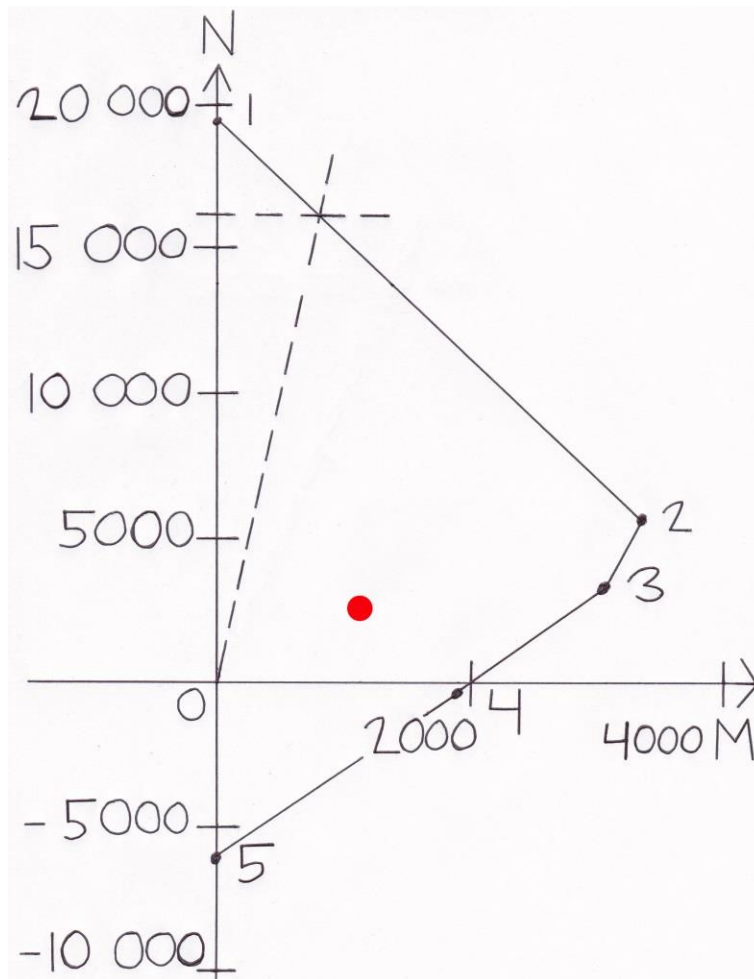
Dimensjonerende søylemoment		
Alkali – silika deformasjon	M_d	1828 kNm
Jevnt fordelt temperaturandel $\Delta T_{N,exp} = 22 \text{ }^\circ\text{C}$	M_{temp}	402 kNm
Dimensjonerende endemoment i bruddgrensetilstanden for begge søylene	M_f	2230 kNm
Dimensjonerende endemoment i bruddgrensetilstanden for en søyle	M_f	1115 kNm

Tabell 10.2 Momentbidrag til søyletoppen.

Dimensjonerende aksialkraft		
Egenlast	N_g	2929 kN
Trafikklast	N_t	1415 kN
Dimensjonerende aksialkraft i bruddgrensetilstanden for begge søylene i øvre rand	N_f	5349 kN
Dimensjonerende aksialkraft i bruddgrensetilstanden for en søyle i øvre rand	N_f	2674 kN

Tabell 10.3 Aksialkraftbidrag til søyletoppen.

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen



Figur 10.7 Kapacitetsdiagram fremstilt av resultatene fra de fem ulike tøyningstilstandene med den aktuelle dimensjonerende kombinasjonen av aksialkraften og bøyemomentet markert. Dessuten er kapasitetsbegrensningen som følge av minsteeksentrisitet i henhold til NS3473 punkt 12.1.2 angitt.

Ettersom den aktuelle kombinasjonen av aksialkraften og bøyemomentet befinner seg innenfor det tillatte området begrenset av kapasitetskurvene er kapasiteten til søyletverrsnittet tilstrekkelig og ingen av de definerte bruddkriteriene overskrides selv når momentet fra deformasjonen som forårsakes av alkali – silika reaksjonen tas med i beregningen.

Kontroll av betongsøylens slankhet

I henhold til NS3473 punkt 12.2.4 skal ikke slankheten til en slank konstruksjonsdel overskride noen av disse uttrykkene

Geometrisk slankhet

$$\lambda = l_e/i_c < 80(1+4\omega_t)^{0,5}$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N = \lambda(n_f/(1 + 4\omega_t))^{0,5} < 45$$

Gjør en antagelse om at søylen er fast innspent i begge ender ettersom andre arealtregghetsmomentet og bøyestivheten til brobjelken er atskillig større enn til søylen. Knekk lengden blir dermed

$$l_e = 0,5l = 0,5 \cdot 30477 \text{ mm}$$

$$l_e = 15 \cdot 239 \text{ mm}$$

$$\lambda = l_e/i_c = l_e/\phi_c/2$$

For søyletverrsnitt $i_c = \phi_{søyle}/2$

$$\lambda = 28$$

Tregghetsradiusen i_c tilsvarer $(I_c/A_c)^{0,5}$ hvor I_c er det uopprissede betongtverrsnittets andre arealtregghetsmoment og A_c betongtverrsnittsarealet. Ettersom tverrsnittet er sirkulært med lengdearmring langs hele periferien multipliseres det totale armeringstverrsnittet med 2/3 for det som kan tillates og ta med i beregningen av det mekaniske armeringsforholdet ω_t .

Dimensjonsløs aksialkraft

$$n_f = N_f/(f_{cd}A_c)$$

$$n_f = 0,2$$

Mekanisk armeringsforhold

$$\omega_t = (f_{sd}A_s)/(f_{cd}A_c)$$

$$\omega_t = 0,31$$

Lastavhengig slankhet

$$\lambda_N = \lambda(n_f/(1 + 4\omega_t))^{0,5}$$

$$\lambda_N = 8,4$$

10 Kombinert momentkapasitet og aksialkraftkapasitet for søylen

$$\lambda = 28 < 80(1+4\omega_t)^{0,5} = 120 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N = 8,4 < 45 \quad \text{OK}$$

$$\lambda_N = 8,4 < \lambda_{N, \text{nedre}} = 10$$

Den geometriske og lastavhengige slankheten er begge under den øvre grensen og stabilitetsbrudd på grunn av ubegrenset utbøyning eller knekking er ikke sannsynlig. Ettersom den geometriske slankheten er mindre enn den nedre grensen kan 2. ordens lastvirkninger neglisjeres for søylen. Søylen kan dermed betraktes som en kort søyle i motsetning til en slank søyle og brudd vil oppstå som følge av at tverrsnittskapasiteten overskrides og ikke på grunn av stabilitetsbrudd.

		Øvre grense	Nedre grense	Slankhetsgrenser
Geometrisk slankhet	28	120		OK
Lastavhengig slankhet	8,4	45	10	OK

Tabell 10.4 Geometrisk og lastavhengig slankhet av søylen med øvre og nedre grenser.

Minimumsarmering

NS3473 punkt 18.4.2 forlanger at armerte søyler ikke skal ha lengdearmering med tverrsnitt mindre enn

$$A_{s, \text{min}} = [0,01A_c, 0,2A_c f_{cn}/f_{sk}] = [9503 \text{ mm}^2, 9803 \text{ mm}^2]$$

Den faktiske lengdearmeringen i søyletverrsnittet er $A_s = 20\,175 \text{ mm}^2$ og kravet til minimumsarmering er dermed innfridd. Dessuten foreskriver standarden at lengdearmeringen ikke skal ha en diameter på mindre enn 10 mm og dette kriteriet oppfylles også ettersom lengdearmeringen som tidligere nevnt består utelukkende av kamstål $\phi 26$.

11 Skademekanismer

Tjeldsundbrua er i varierende grad utsatt for en rekke skademekanismer slik som alkalireaksjoner, karbonatisering, kloridinntrengning og armeringskorrosjon. Imidlertid vil det i denne oppgaven kun bli fokusert på alkalireaksjoner etter å ha konferert med fagveileder ved institutt for konstruksjonsteknikk. De andre skademekanismene er behandlet utførlig i spesialinspeksjonsrapporten fra rådgivningsfirmaet Multiconsult utarbeidet i 2014 og i Ragnhild Lokna Nygårds masteroppgave utferdiget ved institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU ved vårsemesteret i 2015. Derimot er det ikke utført vurderinger av lastvirkningene som oppstår som følge av særskilt brobanens ekspansjon forårsaket av påviste alkalireaksjoner. Alkalireaksjoner blir ellers i rapporten omtalt som alkali – silika reaksjoner fordi det forutsettes at alkalier i sementen frigjør silika (SiO_2) i alkalireaktive, kvartsholdige mineraler/bergarter i betongtilslaget ved høye pH – verdier i området 13,2 – 14.

Alkalireaksjoner

Alkalireaksjoner er en alvorlig skademekanisme som kan oppstå i herdete betongkonstruksjoner. Det er en kjemisk – fysisk prosess hvor alkaliioner i sementpastaen (K^+ , Na^+) reagerer med kvartsholdige, alkalireaktive bergarter i betongtilslaget. Alkaligel dannes som reaksjonsprodukt og sveller med absorpsjon av vann i poresystemet. Dette skaper en indre sprengkraft i betongmaterialet som forårsaker ekspansjon og opprissing når betongens strekkfasthet overskrides. Det er tre forutsetninger som må foreligge for at en alkalireaksjon skal oppstå. Det må være tilstrekkelig mengde alkalier i sementen, tilslaget må være alkalireaktivt og det må være tilstrekkelig tilgang på fukt. Dersom den relative fuktigheten er over $\text{RF} = 80\%$ vil det være nødvendig fukttilgang for at alkalireaksjonen skal forløpe. Imidlertid vil betongen bli tettere og sterkere dersom det er manko på noen av betingelsene ettersom reaksjonsproduktet vil trenge inn i poresystemet.



Figur 11.1 Reaksjonstrekanten viser de tre betingelsene som må være oppfylt for at en alkalireaksjon skal finne sted.

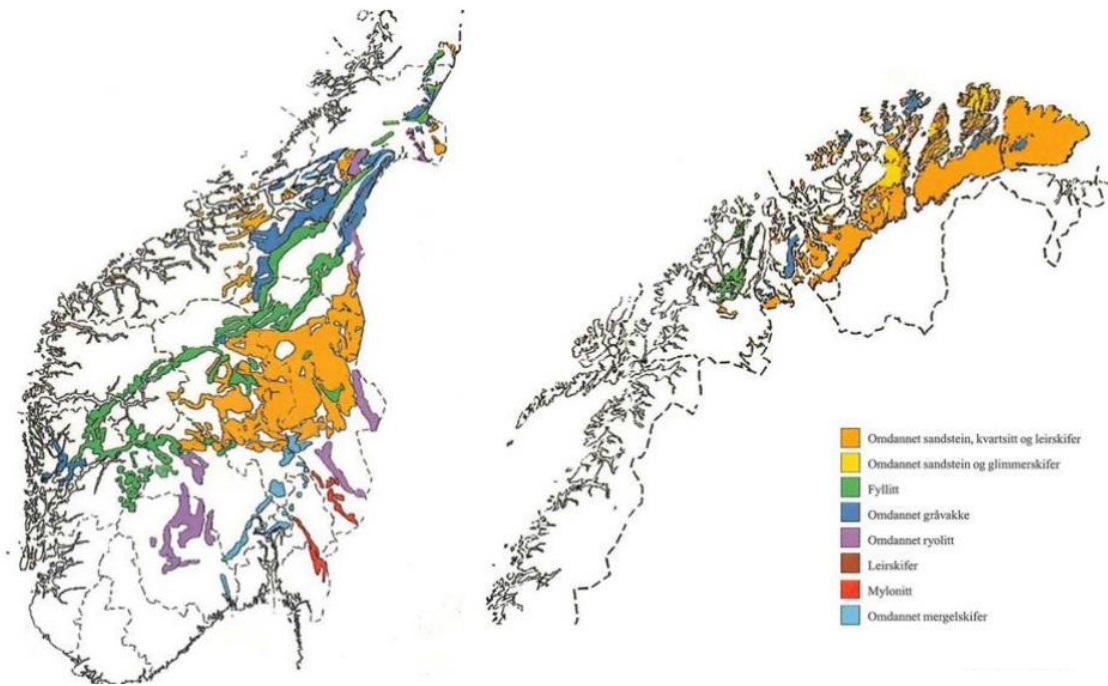


Figur 11.2 Bildet viser alkaligelen som oppstår i en alkalireaksjon. Bildet er av et prøvestykke hvor alkalireaksjonen har blitt akselerert i laboratorieforsøk og alkaligelen tytter ut som ormer.

Dannelsen av alkaligelen går langsomt i betongkonstruksjoner utendørs i kjølig norsk klima og skader vil gjerne ikke oppstå før etter 10 – 20 år etter ferdigstilling. Høy temperatur og fuktbelastning vil akselerere reaksjonshastigheten. I dag er det et krav om at utendørs betongkonstruksjoner og innendørs betongkonstruksjoner som er betraktelig fuktbelastet skal støpes med ikke – alkalireaktivt betongtilslag. Krakelingsrissene som oppstår er meget estetisk skjemmende. Dessuten kan heften mellom armering og betong reduseres, elastisitetsmodulen senkes med de konsekvensene det kan ha for nedbøyning og deformasjon, strekkfastheten avta og permeabiliteten tilta. Rissene kan forårsake at klorider fra sjøsprøyt og veisaltning når overflaten av armeringen og initiere korrosjon som svekker bæreevnen. Ytterligere blir betongkonstruksjonen mer sårbar for frostskafer.

Alkalireaksjoner kan påvises ved visuell inspeksjon av riss, krakelering og ekspansjon. Det uregelmessige krakelingsrissmønsteret fra alkalireaksjonene har gjerne et karakteristisk mørkt og fuktig utseendet på tross av uttørking. Dessuten registreres alkalireaksjoner ved utborede kjerneprøver, såkalte strukturanalyser, ettersom de ofte opptrer dypere inne i betongkonstruksjon i motsetning til andre skademekanismer. Det er derimot vanskelig å stanse alkalireaksjoner ettersom det er tilnærmet umulig å stanse fuktbelastningen utendørs. Et viktig tiltak er imidlertid at vann ledes bort fra overflaten slik tilfellet er for brooverbygningen med dreneringsrør plassert hver 5. meter i overgangen mellom kjørebanelen og fortauskanten. Dessuten kan betongkonstruksjonen overflatebehandles for ikke å reversere, men for å forebygge ytterligere alkalirelatert ekspansjon. [1] [2] [3]

11 Skademekanismer



Figur 11.3 Kart over alkalireaktive bergartforekomster i Norge. Mengden av alkalireaktiv sand skal ikke overskride 20 % og grenseverdien for stein er 10 % ettersom ekspansjonskraften øker med økende partikkelstørrelse. [4]

12 Skadeomfang

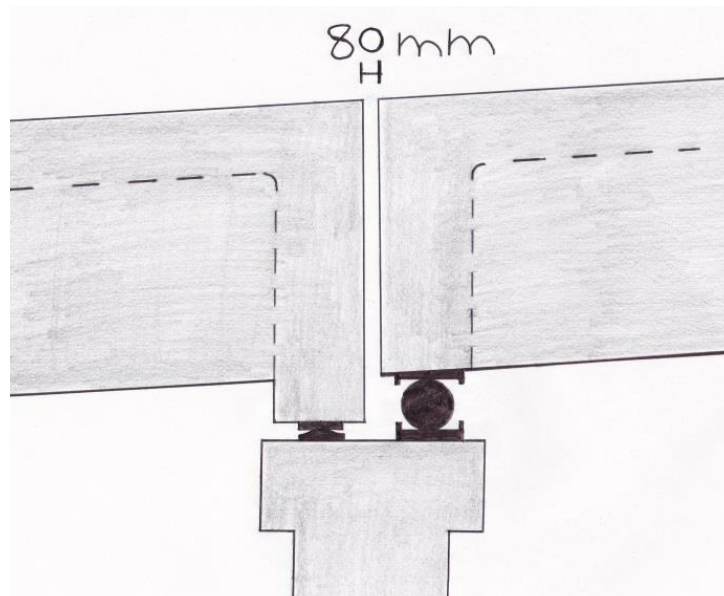
I det følgende vil skadeomfanget forårsaket av alkalireaksjoner på flere konstruksjonsdeler av viadukten bli kartlagt og beskrevet. Dokumentasjonen av skadeomfanget baserer seg på spesialinspeksjonsrapporten utarbeidet av Multiconsult i 2014. [5] Dessuten anvendes resultatene fra masteroppgaven til Ragnhild Lokna Nygård som dro på befaring av Tjeldsundbrua i forbindelse med utarbeidelsen av skadekartleggingen.

Alkalireaksjoner kan påvises ved visuell inspeksjon ved observasjon av følgende: [3]

1. Opprissing (Uregelmessig krakeleringssrissmønster på frie flater, riss parallelt med lastretningen, riss med utfelling av alkaligel, riss i fuktbelastede flater)
2. Sammentrykking av dilatasjonsfuger
3. Forskyvning av fast lager
4. Ekspansjoner

Akse 9

Dilatasjonsfugen i akse 9 er blitt klemt sammen av alkalireaksjoner og tverrsnittet av brooverbygningen er delvis knust. Dessuten ble fast lageret forskjøvet og pilaren skjøvet ut av stilling. Dette medførte at mekanisk reparasjon ble nødvendig og dilatasjonsfugen ble skåret opp og reetablert. Opprinnelig var fugeåpningen som splittet brooverbygningen på 80 mm ved middeltemperatur som er oppgitt til å være 3 °C i tegningene fra Vegdirektoratet.

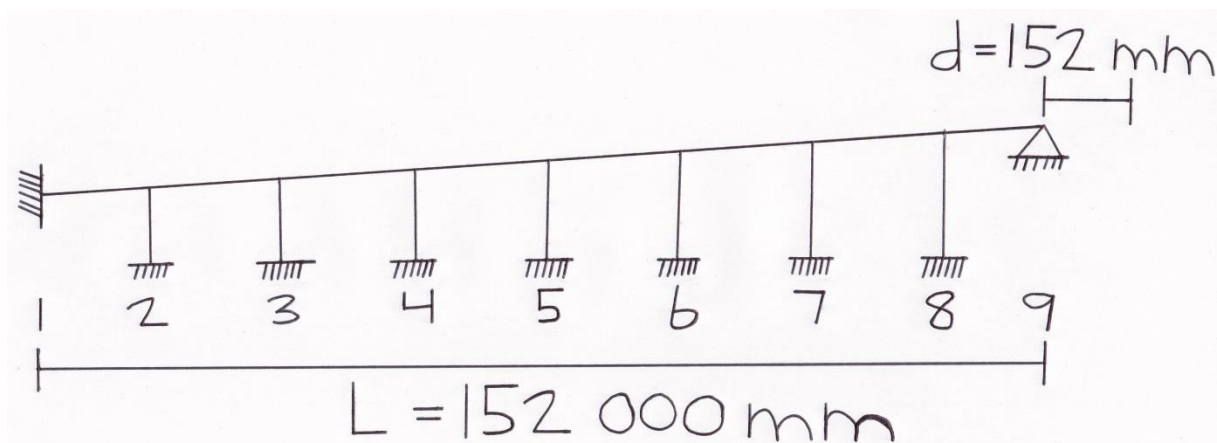


Figur 12.1 Dilatasjonsfugen i akse 9 med en spalte med bredde 80 mm som opprinnelig prosjektert. Fast lager mot vest og rullelager mot øst.

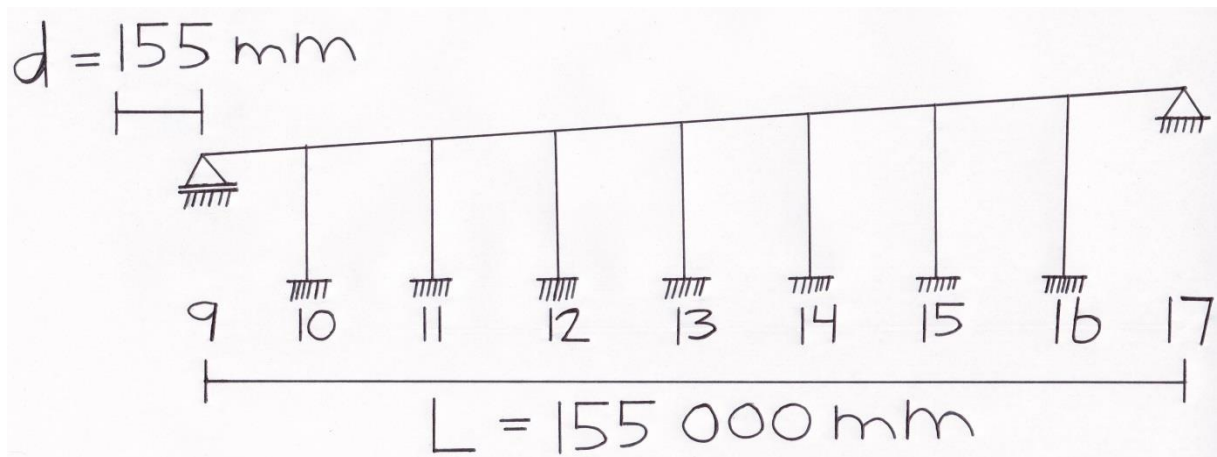
12 Skadeomfang

Ved beregningene av lastvirkningene forårsaket av deformasjonslastene fra alkalireaksjonene ble den lineære tøyningen i den ekspanderende brobjelken antatt å være $\epsilon = 0,001$, det vil si 1 mm for hver løpemeter. Dette er en legitim antakelse ettersom Elgeseter bru i Trondheim med total lengde $L = 200$ m har påvist en reduksjon av fugeåpningen i nordre landkar på 200 mm. Dette innebærer en lengdeutvidelse som følge av alkalireaksjoner på $d = 200$ og en lineær tøyning på $\epsilon = 0,001$. [3] Elgeseter bru har et tilsvarende T – tverrsnitt av brooverbygningen med bjelker og plate og liknende spennvidder, senteravstander mellom søyler og søyletverrsnitt som Tjeldsundbrua. Dessuten ble nåværende Elgeseter bru ferdigstilt i 1951 slik at alkalireaksjonene har hatt betraktelig med tid for å utvikle seg. Dermed er det nærliggende at tøyingsverdien kan overføres og Elgeseter bru anvendes som referansegrunnlag.

Dersom vestre landkar i Tjeldsundbrua betraktes som origo for deformasjonen som skyldes alkalireaksjonen, vil forskyvningen av fast lageret i akse 9 bli på $d = \epsilon L = 152$ mm. Dette er nesten dobbelt så mye som fugeåpningen er prosjektert for. Lengdeutvidelsen av brooverbygningen mellom fast lageret over ballastkassen i akse 17 og rullelageret i akse 9 vil bli på $d = \epsilon L = 155$ mm hvilket også er atskillig mer en fugeåpningen tillater. Tatt dette i betraktning er det åpenbart at dilatasjonsfugen i akse 9 måtte skiftes ut som følge av fugesammenklemming og tvangskrefter. Det primære formålet til dilatasjonsfugen er opprinnelig å gi rom for deformasjoner som skyldes temperaturendringer. Ved å anvende isotermkartet NA.A1 i det nasjonale tillegget i standarden for termiske påvirkninger, NS – EN 1991 – 1 – 5, blir den maksimale brutemperaturen for Tjeldsundbrua $T_{e,max} = T_{max} - 3^{\circ}\text{C} = 33^{\circ}\text{C}$. Temperaturdifferansen med middeltemperaturen blir dermed $\Delta T = 30^{\circ}\text{C}$ og maksimal temperaturtøyning $\epsilon = \alpha \Delta T = 0,00036$. Termisk utvidelseskoeffisient er for øvrig $\alpha = 1,2 \cdot 10^{-5}$ 1/K for betong. Ved maksimaltemperatur blir lengdeutvidelsen 55 mm for brobjelken mellom akse 1 og akse 9 og 56 mm mellom akse 17 og akse 9, noe som innebærer at den resulterende fugeåpningen blir for liten. Kombinert med alkalireaksjoner blir fugeklemmingen betydelig og dilatasjonsfugen ble dimensjonert for liten.



Figur 12.2 Forskyvning av fast lageret i akse 9 som følge av alkalireaksjoner i brobjelken forutsatt en lineær tøyning på $\epsilon = 0,001$.

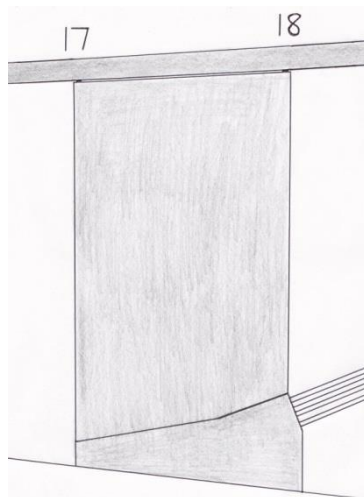


Figur 12.3 Lengdeutvidelsen av brobjelken mellom akse 17 og akse 9 forutsatt en lineær tøyning på $\epsilon = 0,001$.

Visuell inspeksjon

Akse 17 og akse 18

Det er fastslått at fast lageret i akse 17 er skjøvet ut av stilling og ødelagt. Dessuten er ballastkassen delvis revet i stykker som følge av alkalireaksjoner.



Figur 12.4 Ballastkassen med forankringen av kablene til hengebrospennet. Fast lageret i akse 17 er brutt ut av stilling og ødelagt av alkalireaksjoner i brooverbygningen.

12 Skadeomfang

Akse 17

Avskalling, riss med utfelling av alkaligel, misfarging og korrosjonsflekker i nordre vegg av forankringspilaren.



Figur 12.5 Utfelling av alkaligel i riss på nordsiden av forankringspilaren.

Akse 22

Kabelsadelen på toppen av kabelpilaren i akse 22 har tydelig krakeleringsriss på den frie flaten.



Figur 12.6 Krakeleringsriss på kabelsadel i akse 22.

12 Skadeomfang

Akse 4

Den sørlige pilaren i akse 4 har tydelige riss parallelt med belastningsretningen.



Figur 12.7 Riss i søndre pilar i akse 4.

Akse 3

Den søndre pilaren i akse 3 har iøynefallende riss parallelt med belastningsretningen. Risset har en bredde på 2,5 mm.



Figur 12.8 Vertikalt riss i søndre søyle i akse 3.

12 Skadeomfang

Akse 3

Søndre søyle i akse 3 har utfelling av alkaligel i riss ved fundamentet.



Figur 12.8 Utfelling av alkaligel ved fundament i søyle.

Kjerneprøver

Strukturanalyser i form av kjerneprøver er den eneste sikre metoden for å registrere alkalireaksjoner i betongkonstruksjoner på. Krakeleringsriss på betongoverflaten kan foruten alkalireaksjoner skyldes svinn ved uttørking av betongen eller at betongen er utsatt for sykluser av frysing og tining. I motsetning til riss forårsaket av svinn og frysing/tining går alkalireaksjoner dypt inn i betongmaterialet.

I Multiconsult sin spesialinspeksjon ble det foretatt 6 kjerneprøver hvorav 5 viste skadelige alkalireaksjoner.

Akse 3

Rigelen i søyleparet i akse 3 har tydelige krakeleringsriss. Dessuten påvist kjerneprøven skadelige alkalireaksjoner. Minste armeringsoverdekning var på $c = 21$ mm.

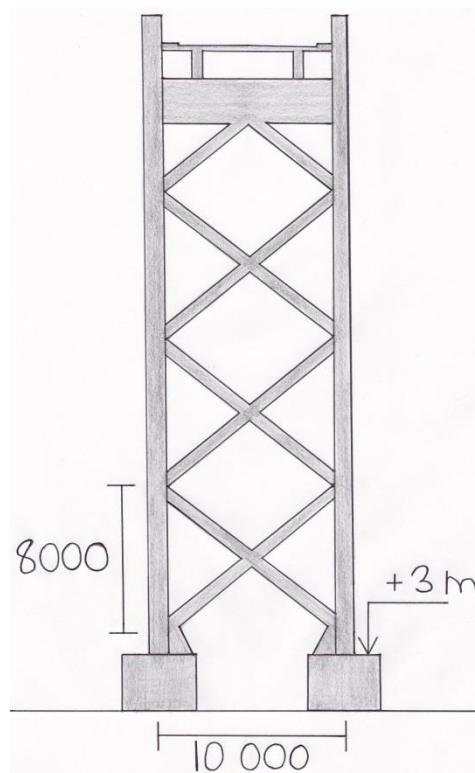
12 Skadeomfang



Figur 12.9 Krakelingsriss i rigelen mellom søylene i akse 3.

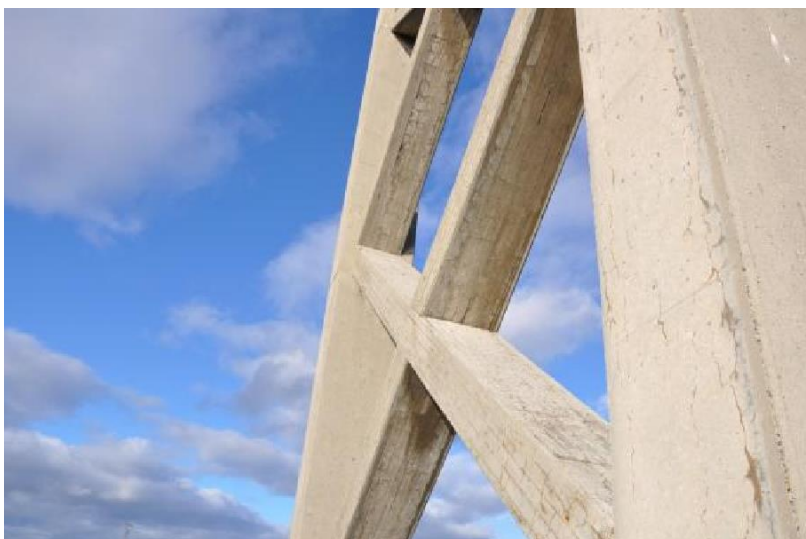
Akse 22

Krakelingsriss i vindkryssene mellom pilarene og i selve pilarene i akse 22 har blitt identifisert.



Figur 12.10 Kabelpilaren i akse 22 med vindkryss mellom pilarene.

12 Skadeomfang



Figur 12.11 Krakeleringsriss i vindkryss og pilar i akse 22.

13 Konklusjon

Dimensjonering

Dimensjoneringen av brokonstruksjonen er gjort ved bruk av partialfaktormetoden med lastfaktorer og materialfaktorer i bruddgrensetilstanden som er grensetilstanden tilknyttet konstruksjonssvikt ved overbelastning. Kravene til minimumsarmering i henhold til NS3473 for både lengdearmering og skjærarmering er tilstrekkelig i både lengderetningen og tverretningen i de undersøkte snittene. Derimot er den beregningsmessige armeringen ikke tilstrekkelig. Brokonstruksjonen er underdimensjonert og kapasiteten overskrides for både moment over støtte, moment i felt og skjær ved støtte og i den utstikkende brovingen. Det må understrekes at metoden for å beregne opptredende skjærkraft ved opplegg for plater påkjent konsentrerte laster er særdeles konservativ. Derimot er kapasiteten til de mest lastpåkjennte søylene i den vestre viaduktens østre ende tilstrekkelig for den aktuelle kombinasjonen av aksialkraft og bøyemoment. Gjennom slankhetsbetraktninger på søylen i akse 21 er det fastslått at lastvirkninger fra 2. ordens teori kan neglisjeres og at søylen betegnes som kort ved dimensjonering. Den prosjekterte overdekningen av armeringen er ikke spesifisert i tegningene av broen. I henhold til standarden skal overdekningen være minst $c_{nom} = 60$ mm utenfor skvalpesonen. Spesialinspeksjonen fra Multiconsult utført i 2014 på anmodning fra Statens Vegvesen fastslo at armeringsoverdekningen varierte fra 5 mm til ikke målbare verdier med mer enn 100 mm. Det kan tyde på at den prosjekterte overdekningen ikke har vært tilstrekkelig eller feil i utførelsen av armeringsplasseringen og støpearbeidet. Dette er ugunstig ettersom kloridinnholdet i store deler av broen er målt til over 0,4 % Cl^- som er den aksepterte grenseverdien for kloridmengden i forhold til sementmengden. Det er dermed rimelig å anta at armeringen er utsatt for kloridinitiert korrosjon.

Skader

Tjeldsundbrua er gjenstand for omfattende skader relatert til alkalireaksjoner. Alkalireaksjoner har blitt påvist gjennom visuell inspeksjon og gjennom boring av kjerneprøver. Det ble foretatt 6 utboringer av kjerneprøver i spesialinspeksjonen til Multiconsult hovedsakelig i riglene, og 5 av dem indikerte alkalireaksjoner. Alkalireaksjonene har blitt diagnostisert visuelt gjennom riss, sammenklemming av dilatasjonsfuger, forskyvning av lagre og ekspansjoner. Riss med fellingsprodukter er særlig fremtredende i forankringspilaren og riss parallelt med belastningsretningen i pilarene. Krakeleringsriss er særskilt synlige i en rekke rigler og i kabelsadelen på toppen av kabelpilaren. Dilatasjonsfugen i akse 9 er blitt klemt sammen og har blitt skåret ut og reetablert på grunn av ekspansjonen av brobjelken. Tverrsnittet i brooverbygningen ble også delvis knust. Fastlagrene i akse 9 og akse 17 er skjøvet ut av stilling og ødelagt som følge av lengdeutvidelsen av brobjelken. Dessuten er ballastkassen mellom akse 17 og akse 18 delvis revet i stykker. Flere pilarer er skjøvet ut av opprinnelig stilling. Pilarene i akse 21 har fått søyletoppen forskjøvet om lag 100 mm påvist ved skanninger. Dette skaper tilleggskrefter i form av deformasjonslaster. Som tiltak for å redusere de alkalirelaterte skadene er senkning av fuktinnholdet ned til under $RF = 80$ % i brokonstruksjonen urealistisk ettersom dette er en utendørs konstruksjon av betydelig størrelse. Vann blir dessuten drenert bort fra kjørebanelen ved vannrør på begge sider med en avstand på om lag 5 meter i lengderetningen. Multiconsult anbefaler å overflatebehandle betongen for å forebygge ytterligere alkalirelaterte skader og katodisk anlegg for å redusere

13 Konklusjon

skadevirkningen av kloridinitiert armeringskorrosjon. Brokonstruksjonen er i sin helhet slakkarmert. Dermed vil den ikke yte nevneverdig motstand mot ekspansjonskreftene i motsetning fra kreftene i spennarmering som utøver trykkraft over tverrsnittet. Fraværet av spennarmering øker rissviddene og gjør brooverbygningen mer sårbar for frostskafer og kloridinntrengning. De mest prekære skadene med skadegrad 3 anbefales og utbedres innen 2017. Desto lengre tid rehabiliteringen utsettes, desto større blir skadeomfanget.

14 Referanser

Forside: <http://cdn.wall-pix.net/albums/landscapes-natural/00028194.jpg>

[1] <http://murbetong.no/wp-content/uploads/converted/joomdocs/1001-alkalireaksjoner.pdf>

[2] <http://www.byggutengrenser.no/fordeler/alkalibestandighet>

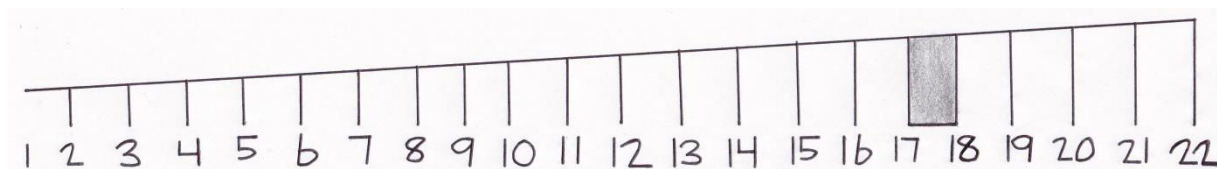
[3] http://www.vegvesen.no/_attachment/182152/binary/349886

[4] Norsk Betongforenings Publikasjon nr. 21 Vedlegg C

[5] Rapport 19 – 0670 Tjeldsunbrua, Oppdragsgiver: Statens Vegvesen, Emne: Spesialinspeksjon, Dato/revisjon: 29. oktober 2014/00, Dokumentkode: 712223 – 00, Utarbeidet av : Leif Harald Fredheim

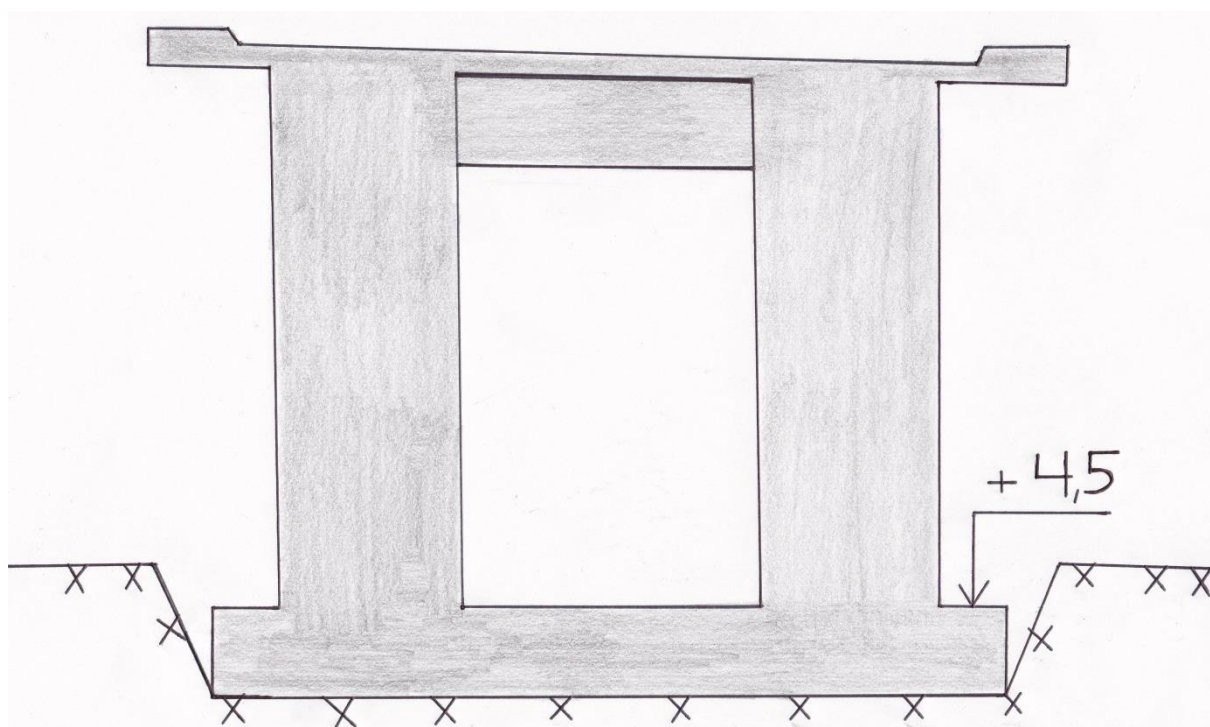
Vedlegg

Tverrsnitt av aksene



Akse		1
Konstruksjonsdel		Vestre landkar
Profilnummer		63 +5
Avstand fra vestre landkar		0
Brooverbygning	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	10 665
	Forbindelse landkar/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	10 115
	Dekketykkelse	260
	Tverrfall søndre dekkekant til nordre dekkekant	22 ‰
Fundament	Topp kote	4500
	Bunn kote	3500
	Terrenghøyde	5000
	Høyde	1000
	Bredde	8800
	Lengde	4500

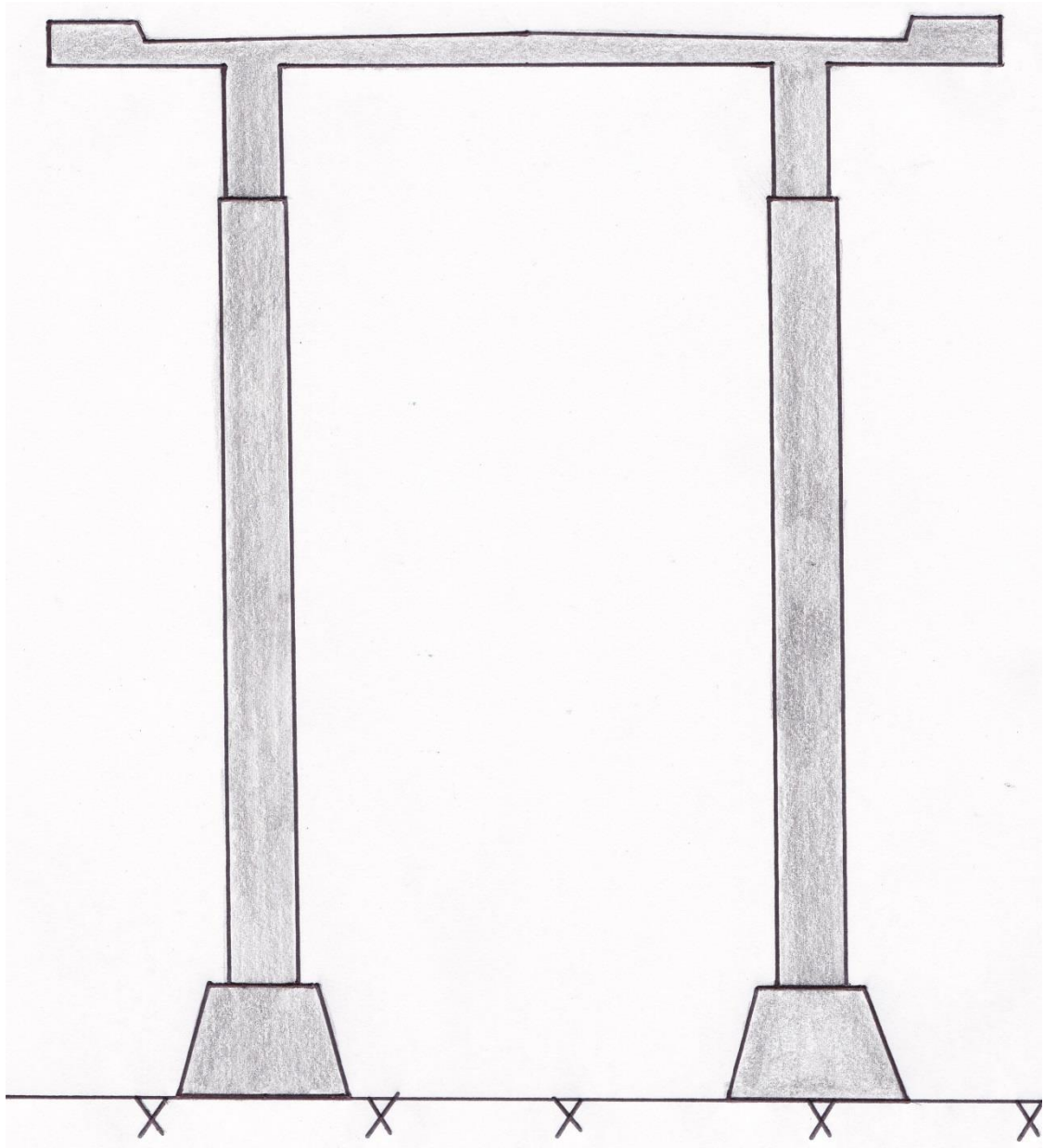
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		2
Konstruksjonsdel		Søylepar 1
Profilnummer		65 + 1
Avstand fra vestre landkar		16 000
Brooverbygning	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	11 665
	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	10 115
Søyle	Diameter	700
	Topp kote	10 115
	Bunn kote	2500
	Lengde	7615
	Senteravstand søylepar	5300
Fundament	Topp kote	2500
	Bunn kote	1400
	Terrenghøyde	2500
	Høyde	1100

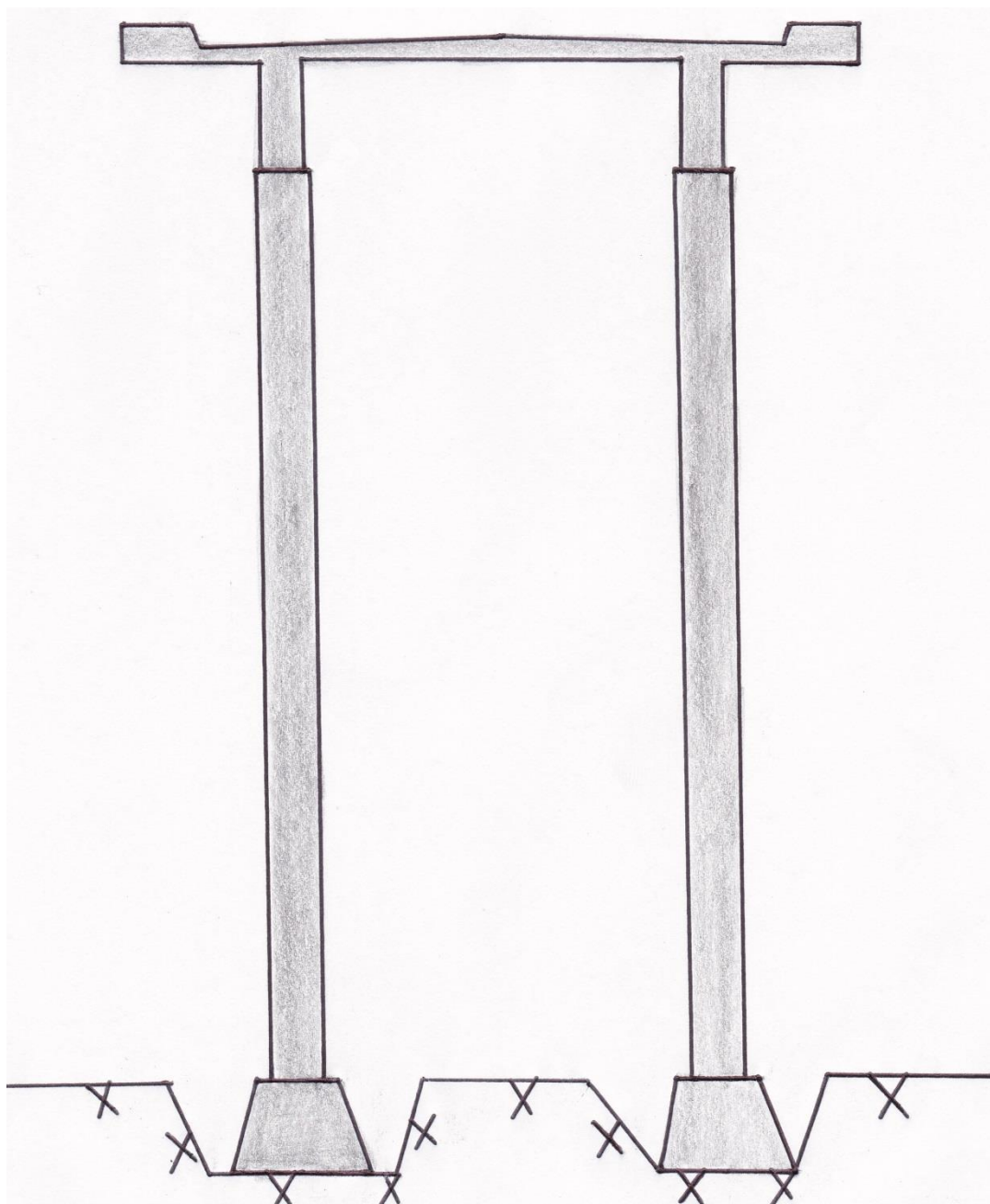
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		3
Konstruksjonsdel		Søylepar 2
Profilnummer		67 + 1
Avstand fra vestre landkar		36 000
Brooverbygning	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	12 915
	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	11 365
Søyle	Diameter	700
	Topp kote	11 365
	Bunn kote	0
	Lengde	11 365
	Senteravstand	5300
Rigel	Topp kote	
	Bunn kote	
	Høyde	
	Tykkelse	
Fundament	Topp kote	0
	Bunn kote	- 1100
	Terrenghøyde	0
	Høyde	1100

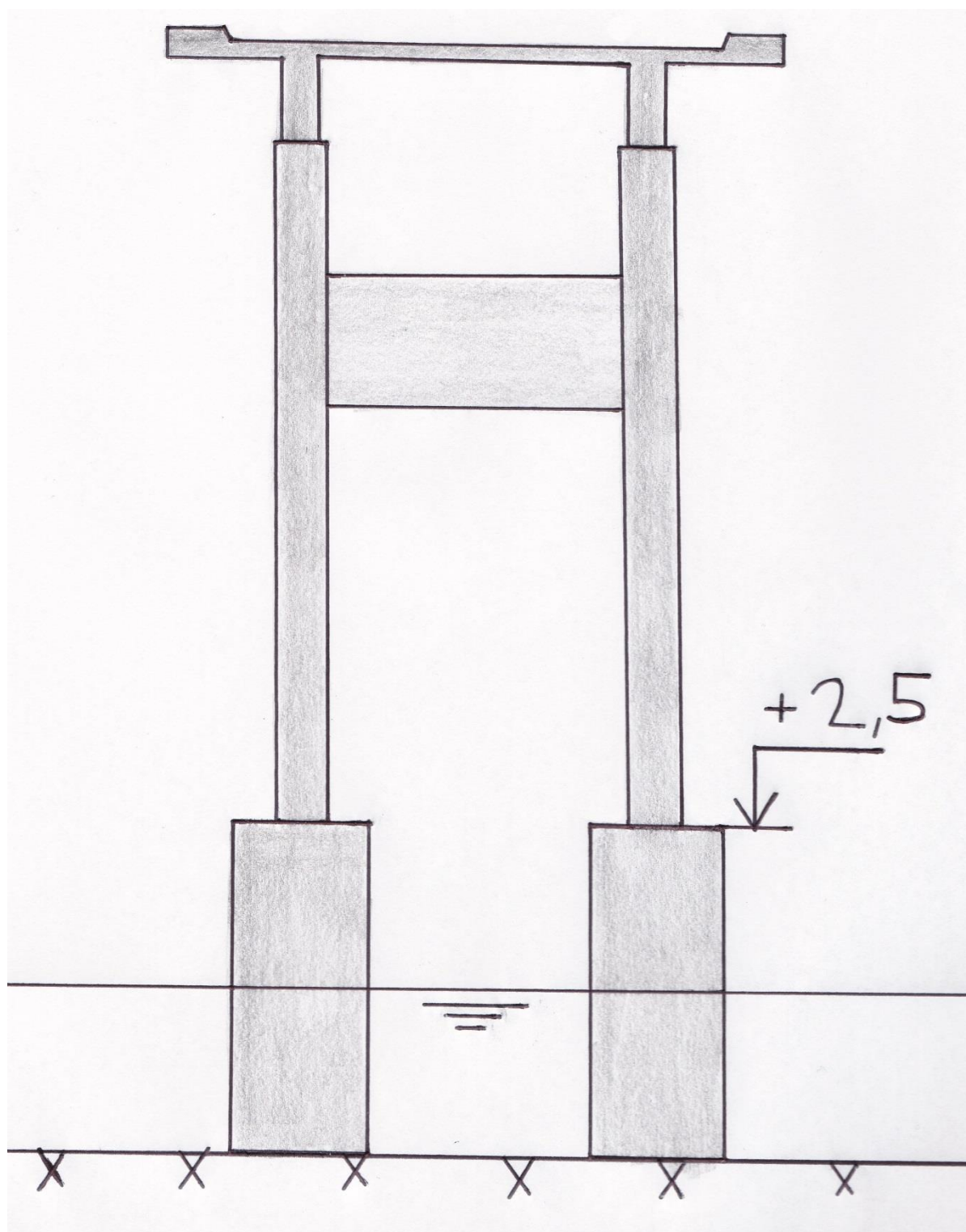
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		4
Konstruksjonsdel		Søylepar 3
Profilnummer		69 + 1
Avstand fra vestre landkar		56 000
Brooverbygning	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	14 165
	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	12 615
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	12 615
	Bunn kote	2500
	Lengde	10 115
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	10 615
	Bunn kote	8615
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 2500
	Sjøbunn kote	- 2500
	Fast fjell kote	- 2500
	Høyde	5000

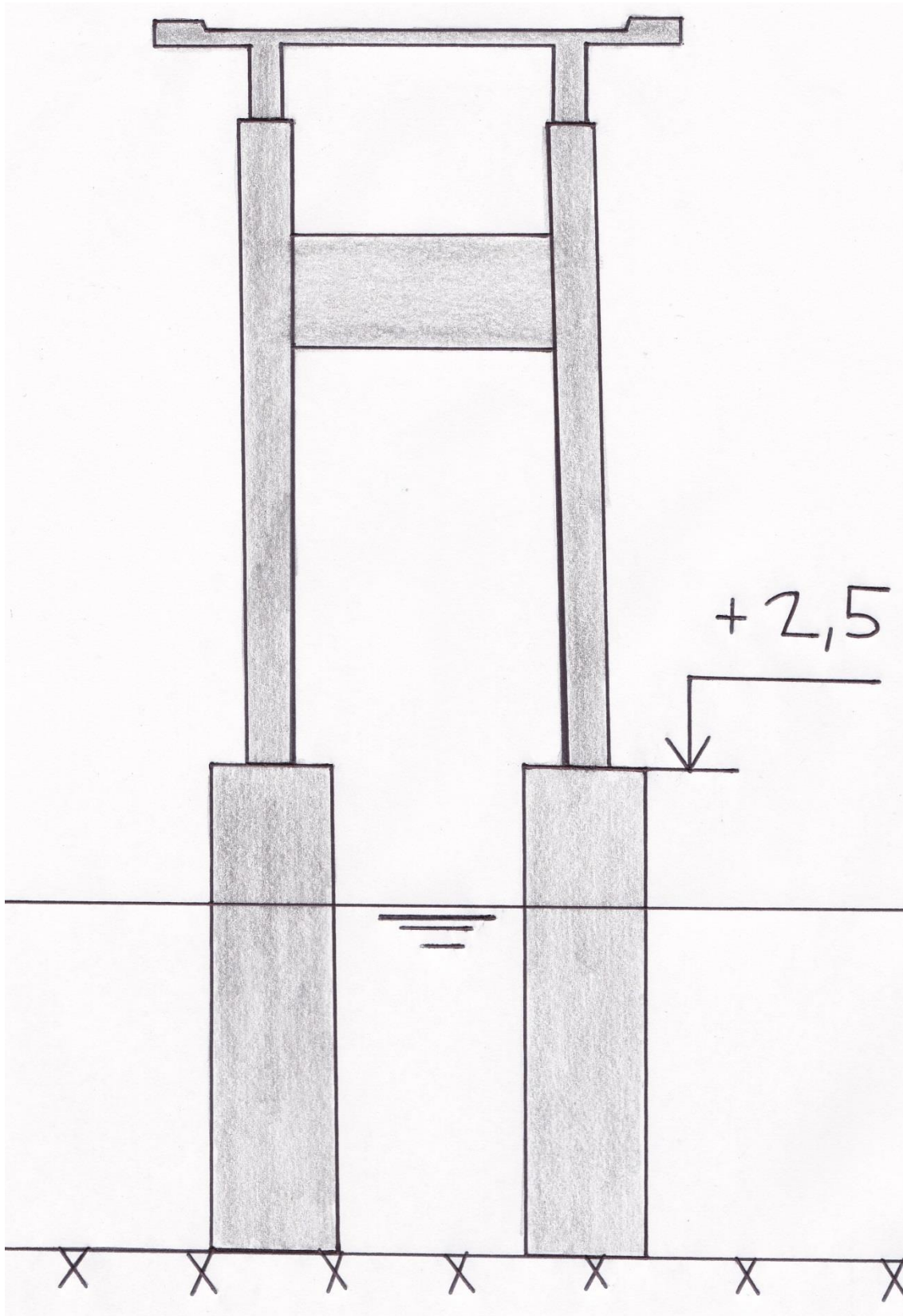
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		5
Konstruksjonsdel		Søylepar 4
Profilnummer		71 + 1
Avstand fra vestre landkar		76 000
Brooverbygning	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	15 415
	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	13 865
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	13 865
	Bunn kote	2500
	Lengde	11 365
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	11 865
	Bunn kote	9865
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 6000
	Sjøbunn kote	- 6000
	Fast fjell kote	- 6000
	Høyde	8500

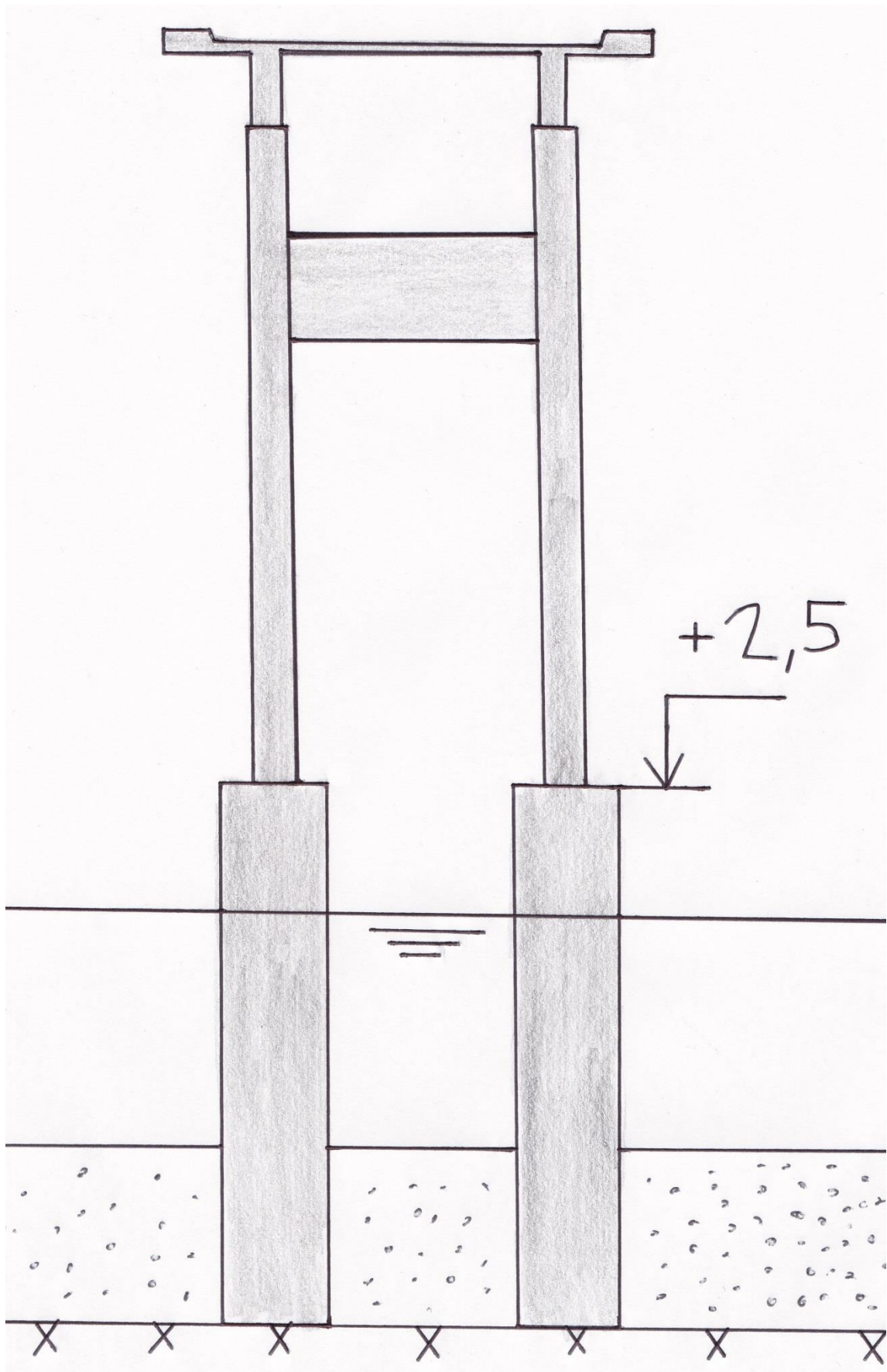
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		6
Konstruksjonsdel		Søylepar 5
Profilnummer		73 + 1
Avstand fra vestre landkar		96 000
Brooverbygning	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	16 665
	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	15 115
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	15 115
	Bunn kote	2500
	Lengde	12 615
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	13 115
	Bunn kote	11 115
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 7800
	Sjøbunn kote	- 4500
	Fast fjell kote	- 7800
	Høyde	10 300

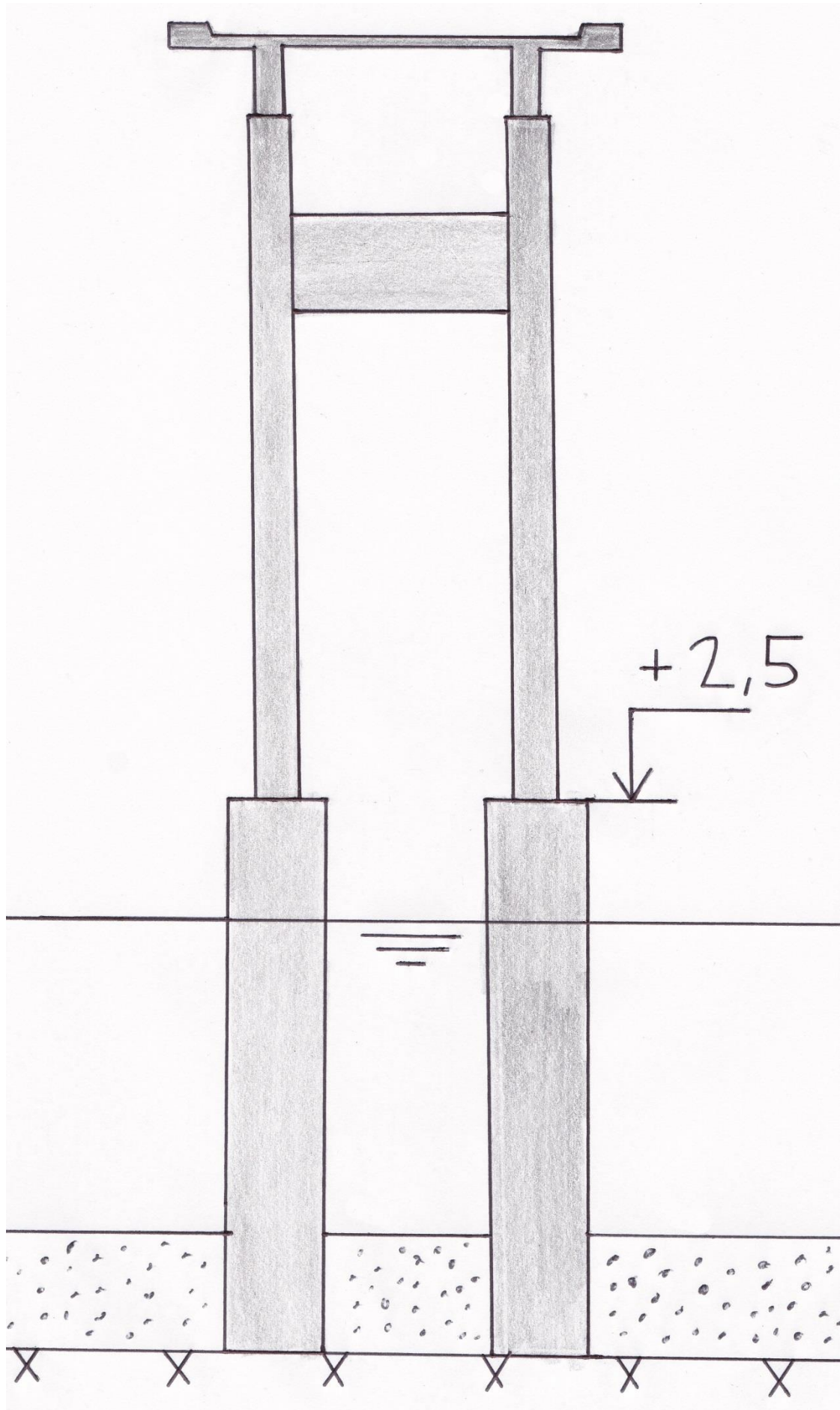
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		7
Konstruksjonsdel		Søylepar 6
Profilnummer		75 + 1
Avstand fra vestre landkar		116 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	17 915
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	16 365
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	16 365
	Bunn kote	2500
	Lengde	13 865
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	14 365
	Bunn kote	12 365
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 8800
	Sjøbunn kote	- 6500
	Fast fjell kote	- 8800
	Høyde	11 300

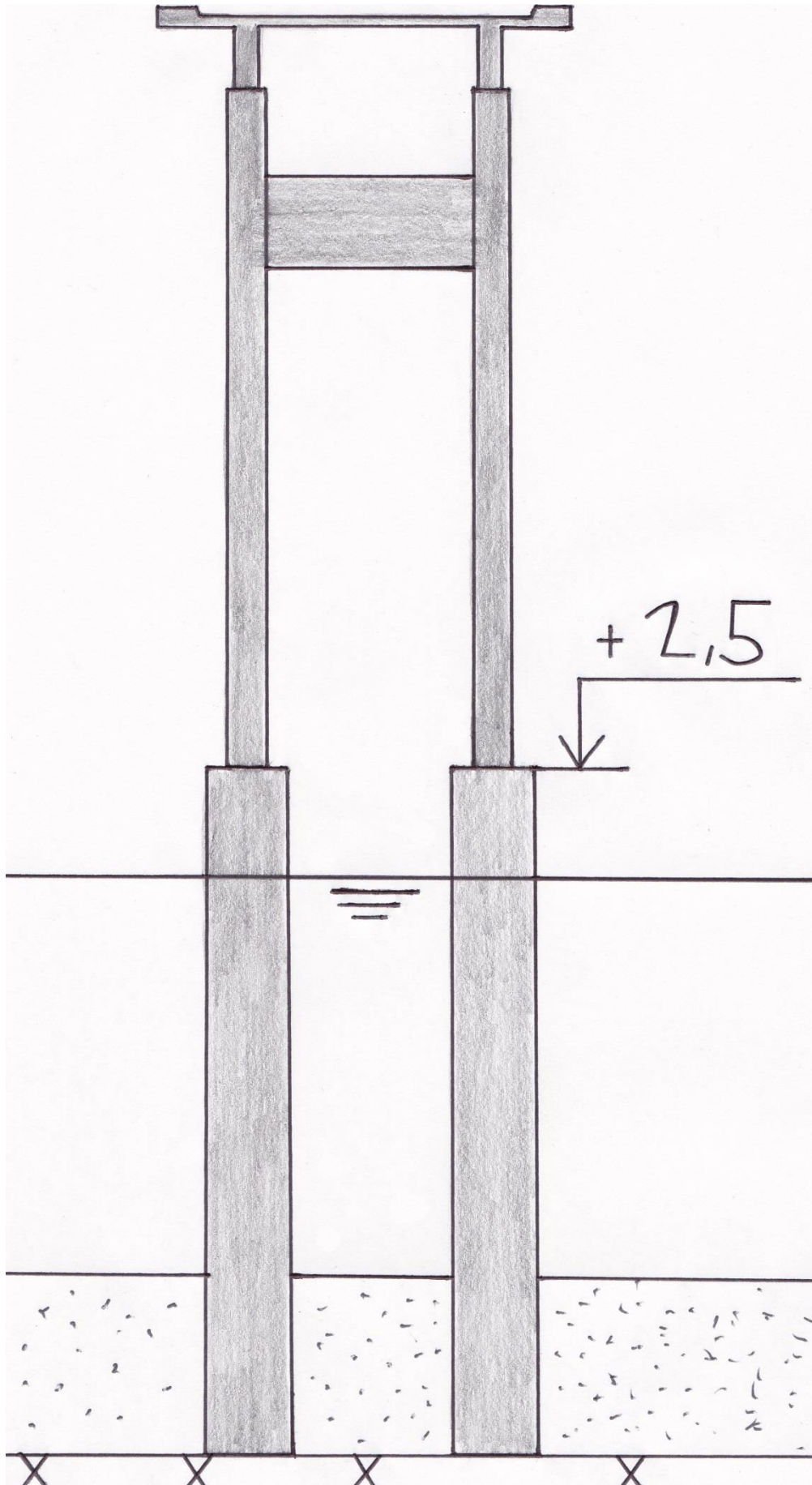
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		8
Konstruksjonsdel		Søylepar 7
Profilnummer		77 + 1
Avstand fra vestre landkar		136 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	19 165
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	17 615
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	17 615
	Bunn kote	2500
	Lengde	15 115
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	15 615
	Bunn kote	13 615
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	-13 000
	Sjøbunn kote	-9000
	Fast fjell kote	- 13 000
	Høyde	15 500

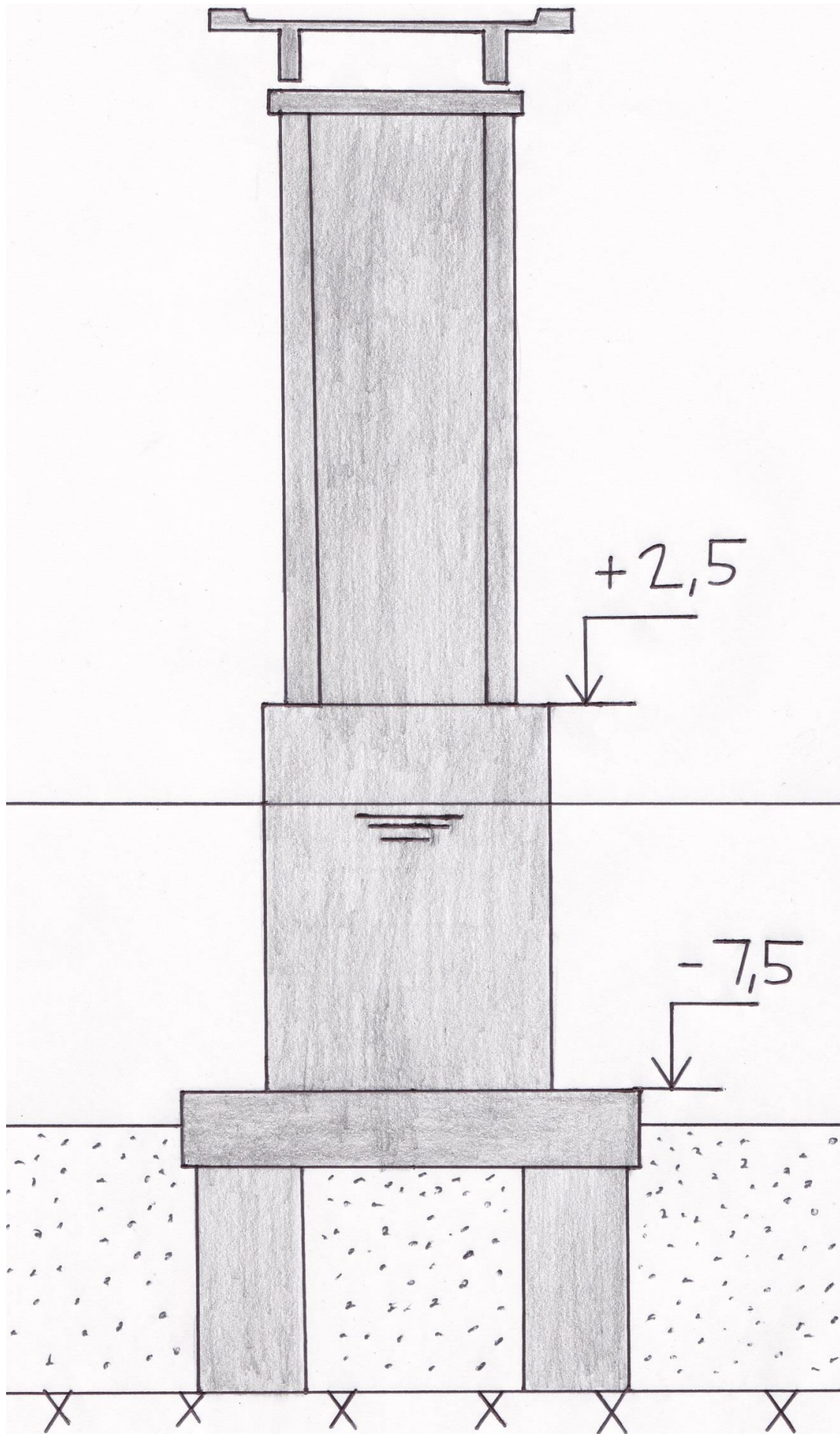
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		9
Konstruksjonsdel		Søylepar 8
Profilnummer		78 + 7
Avstand fra vestre landkar		152 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Fast lager og rullelager
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	20 165
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	18 615
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	18 336
	Bunn kote	2500
	Lengde	15 836
	Senteravstand søylepar	5300
Skive	Topp kote	18 336
	Bunn kote	2500
	Høyde	15 836
	Tykkelse	350
Fundament	Diameter	
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 15 300
	Sjøbunn kote	-9000
	Fast fjell kote	- 15 300
	Høyde	17 800

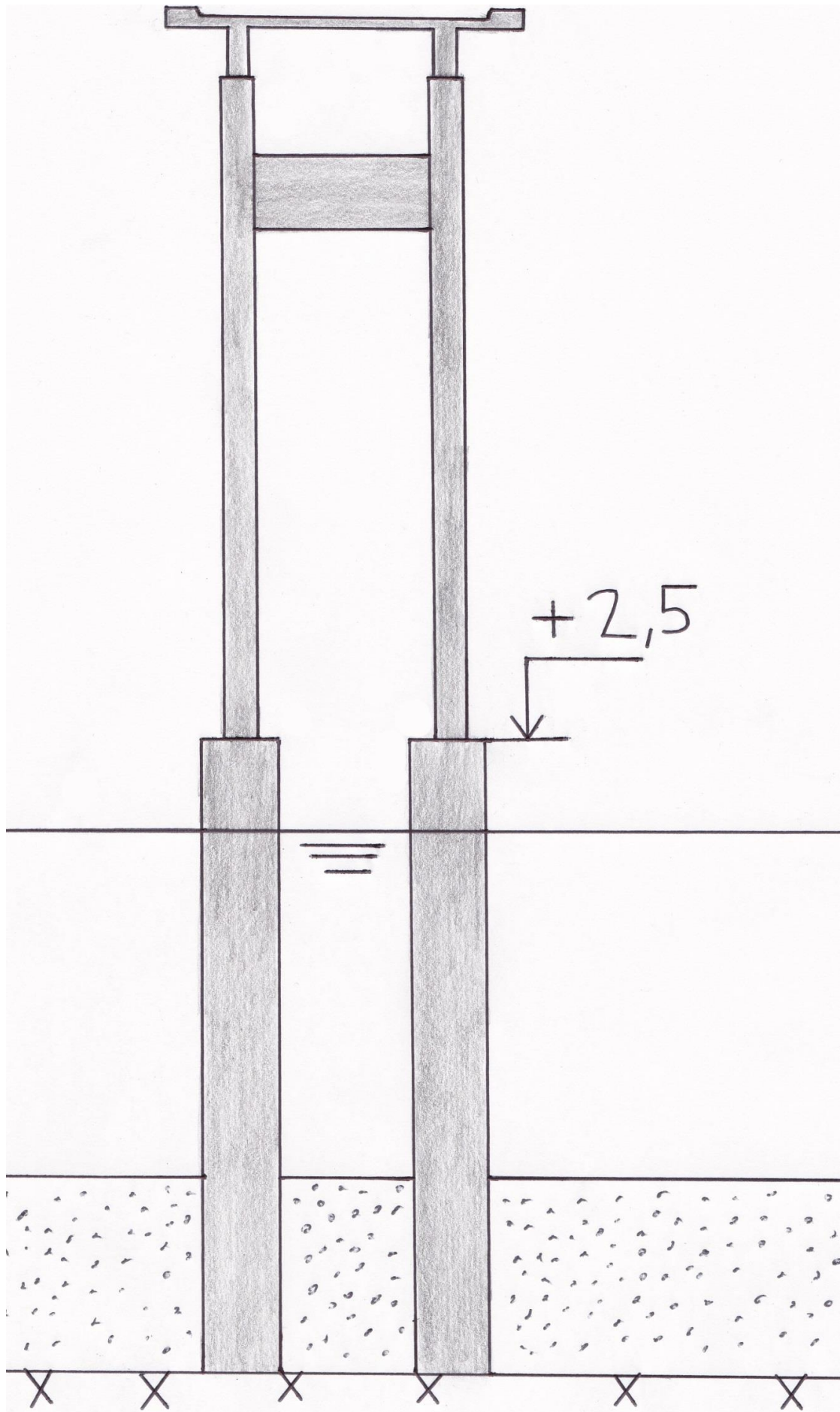
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		10
Konstruksjonsdel		Søylepar 9
Profilnummer		80 + 3
Avstand fra vestre landkar		168 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	21 165
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	19 615
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	19 615
	Bunn kote	2500
	Lengde	17 115
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	17 615
	Bunn kote	15 615
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 14 000
	Sjøbunn kote	- 9000
	Fast fjell kote	- 14 000
	Høyde	16 500

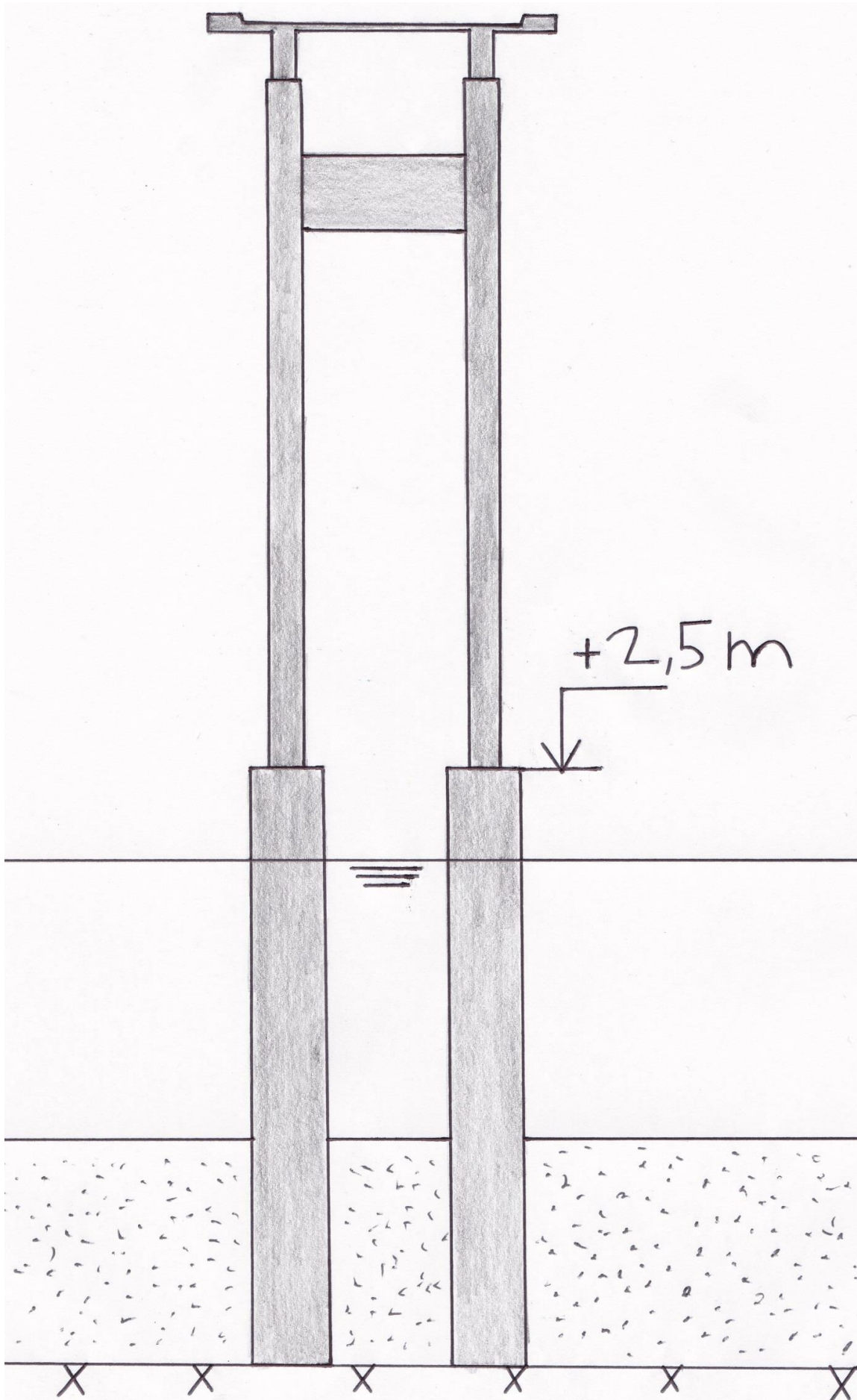
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		11
Konstruksjonsdel		Søylepar 10
Profilnummer		82 + 3
Avstand fra vestre landkar		188 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	22 415
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	20 865
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	20 865
	Bunn kote	2500
	Lengde	18 365
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	18 865
	Bunn kote	16 865
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 13 500
	Sjøbunn kote	- 7500
	Fast fjell kote	- 13 500
	Høyde	16 000

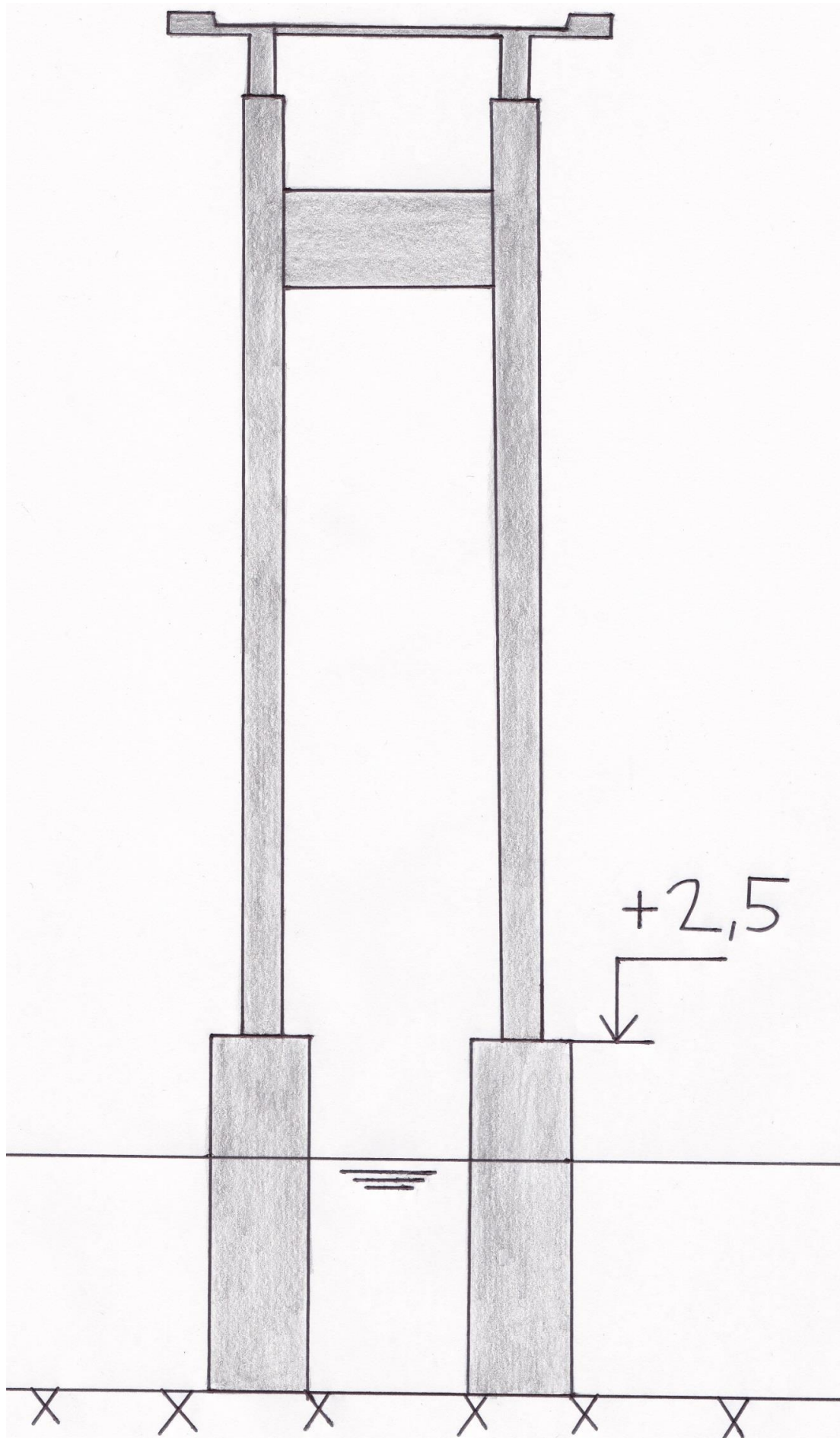
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		12
Konstruksjonsdel		Søylepar 11
Profilnummer		84 + 3
Avstand fra vestre landkar		208 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	23 665
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	22 115
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	22 115
	Bunn kote	2500
	Lengde	19 615
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	20 115
	Bunn kote	18 115
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 5000
	Sjøbunn kote	- 5000
	Fast fjell kote	- 5000
	Høyde	7500

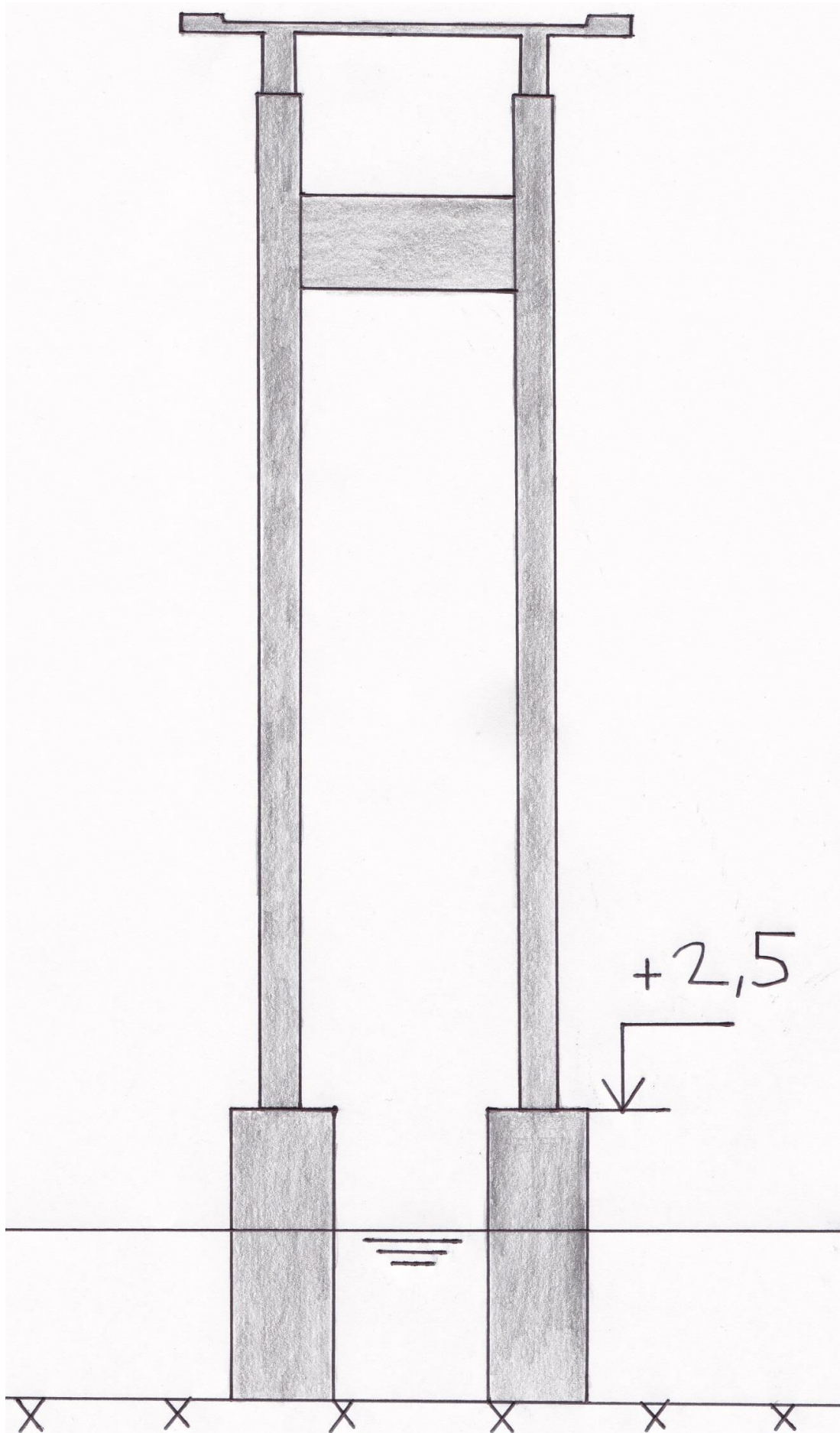
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		13
Konstruksjonsdel		Søylepar 12
Profilnummer		86 + 3
Avstand fra vestre landkar		228 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	24 915
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	23 365
Søyle	Diameter	800
	Topp kote	23 365
	Bunn kote	2500
	Lengde	20 865
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	21 365
	Bunn kote	19 365
	Høyde	2000
	Tykkelse	400
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 3500
	Sjøbunn kote	- 3500
	Fast fjell kote	- 3500
	Høyde	6000

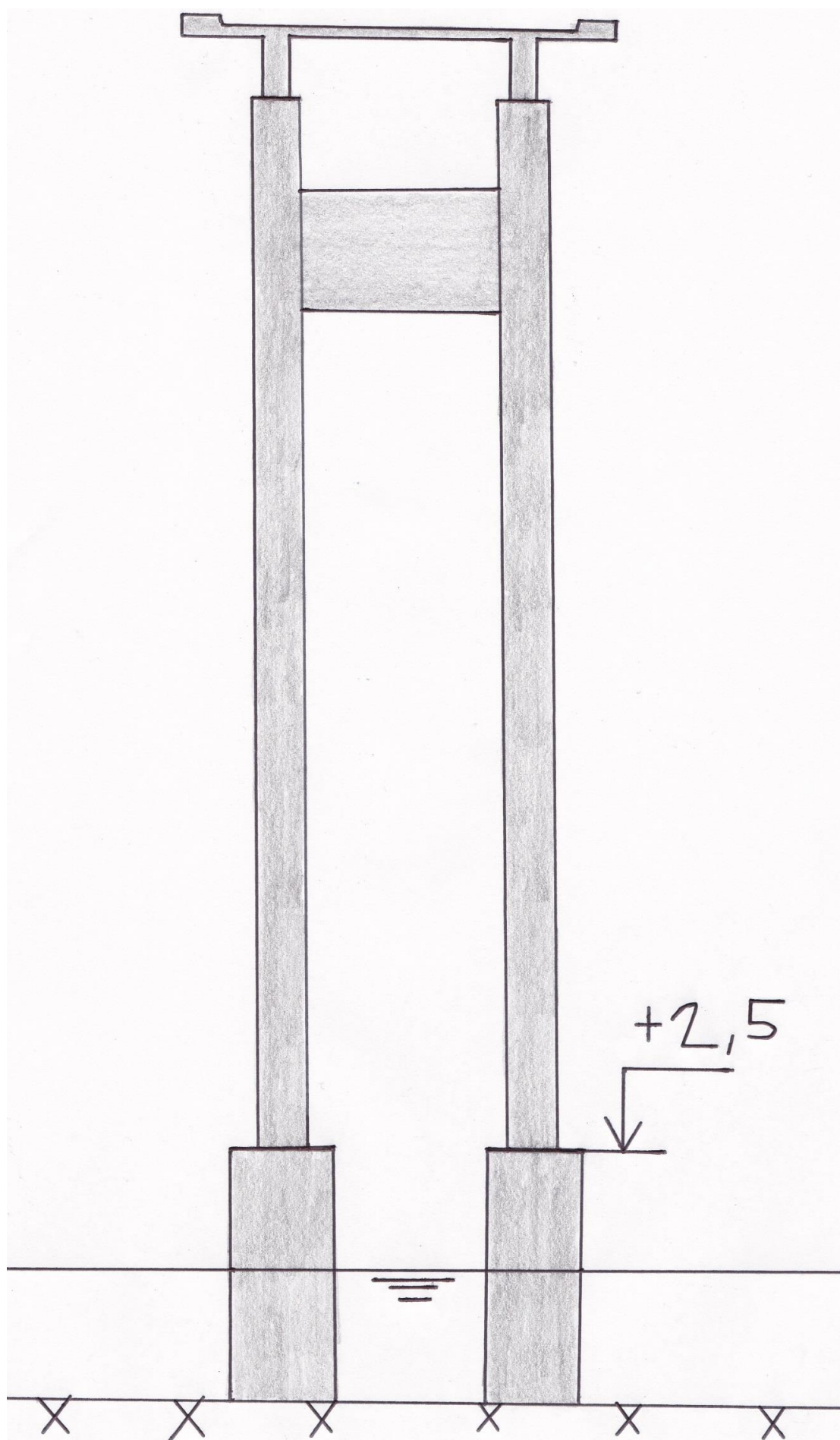
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		14
Konstruksjonsdel		Søylepar 13
Profilnummer		88 + 3
Avstand fra vestre landkar		248 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	26 165
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	24 615
Søyle	Diameter	1000
	Topp kote	24 615
	Bunn kote	2500
	Lengde	22 115
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	22 615
	Bunn kote	20 115
	Høyde	2500
	Tykkelse	500
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 2700
	Sjøbunn kote	- 2700
	Fast fjell kote	- 2700
	Høyde	5200

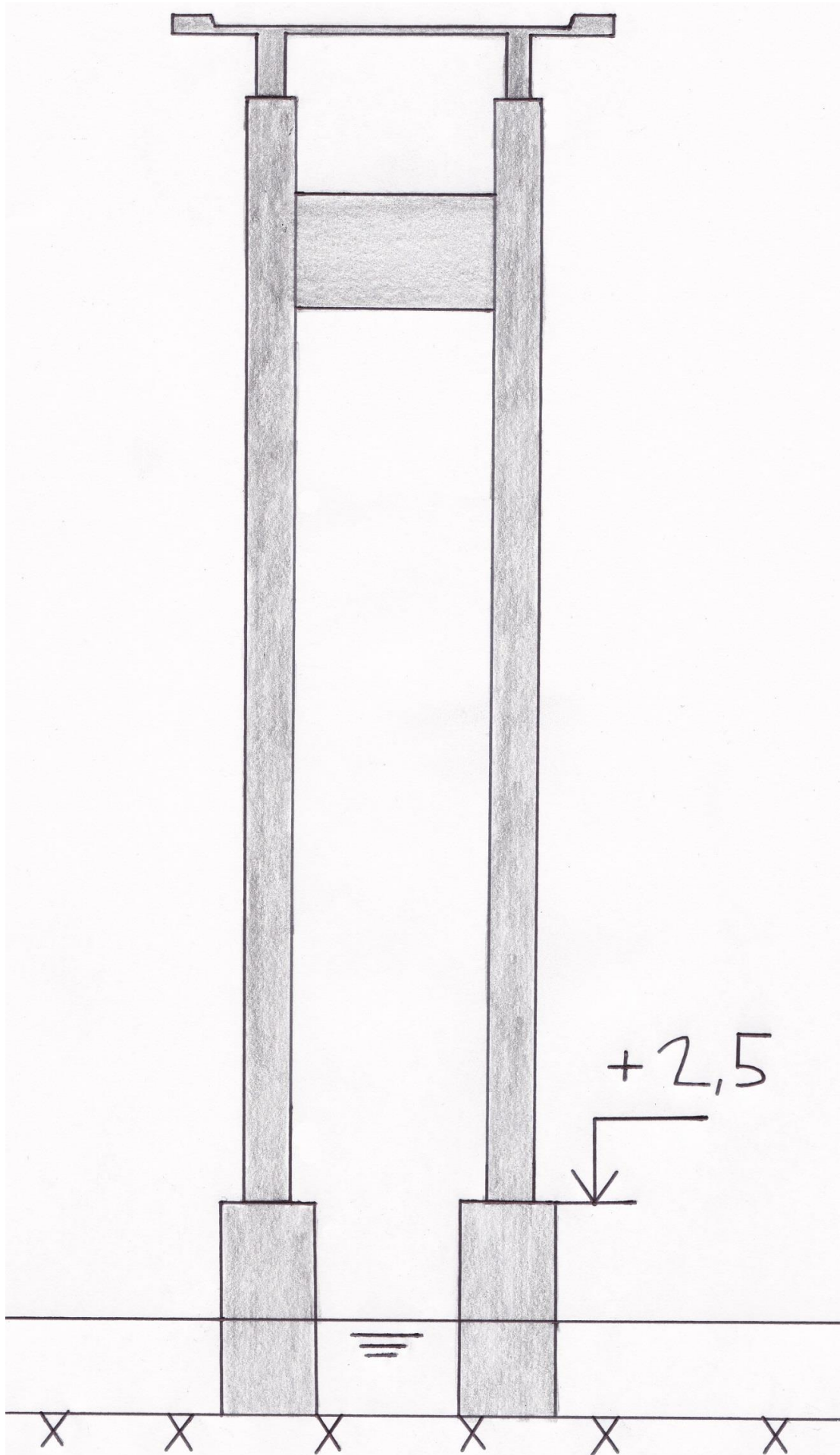
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		15
Konstruksjonsdel		Søylepar 14
Profilnummer		90 + 3
Avstand fra vestre landkar		268 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	27 415
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	25 865
Søyle	Diameter	1000
	Topp kote	25 865
	Bunn kote	2500
	Lengde	23 365
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	23 865
	Bunn kote	21 365
	Høyde	2500
	Tykkelse	500
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 2000
	Sjøbunn kote	- 2000
	Fast fjell kote	- 2000
	Høyde	4500

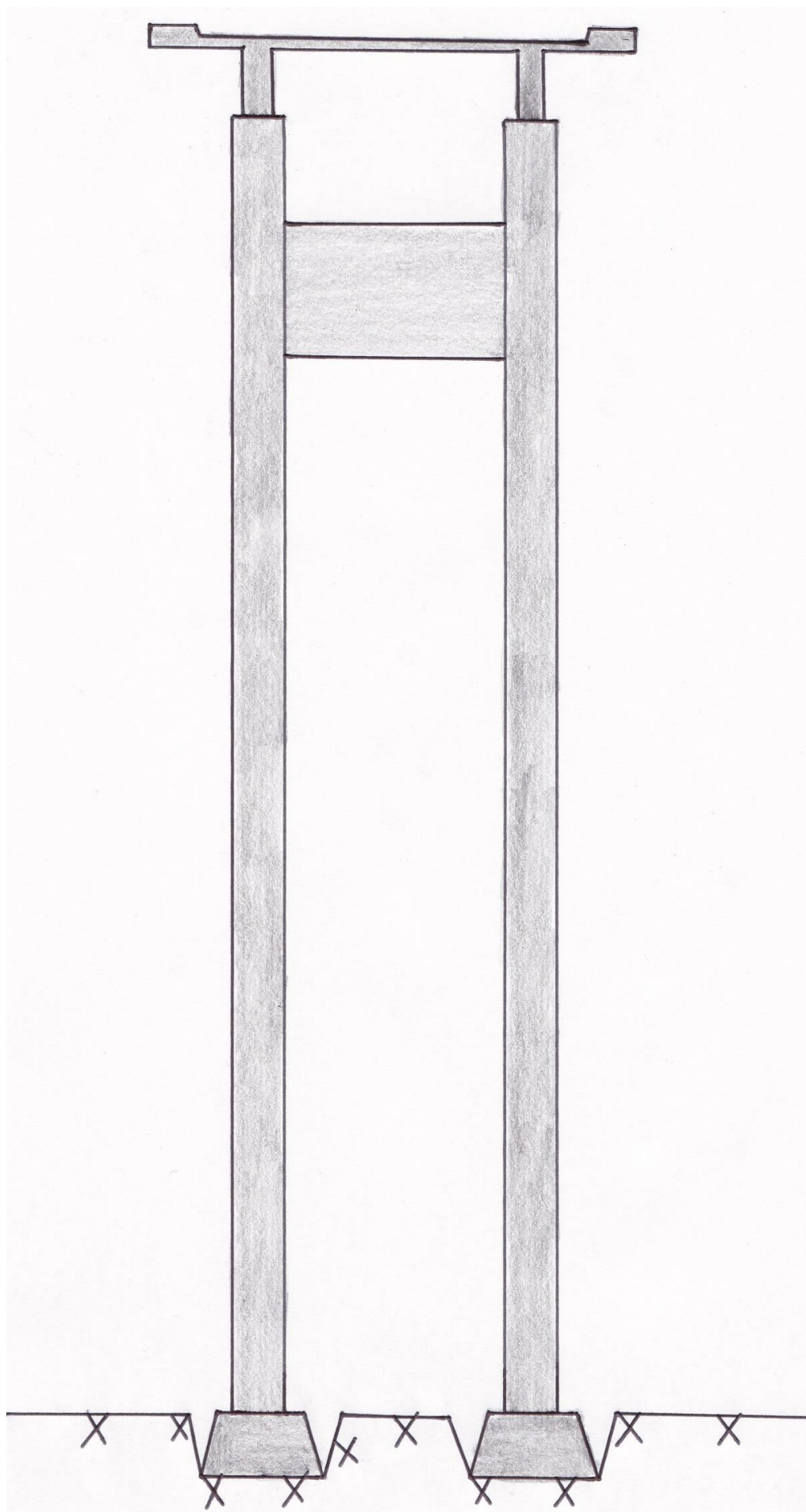
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		16
Konstruksjonsdel		Søylepar 15
Profilnummer		92 + 3
Avstand fra vestre landkar		288 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	28 665
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	27 115
Søyle	Diameter	1000
	Topp kote	27 115
	Bunn kote	2500
	Lengde	24 615
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	25 115
	Bunn kote	22 615
	Høyde	2500
	Tykkelse	500
Fundament	Topp kote	2500
	Bunn kote	1300
	Fast fjell kote	1300
	Høyde	1200

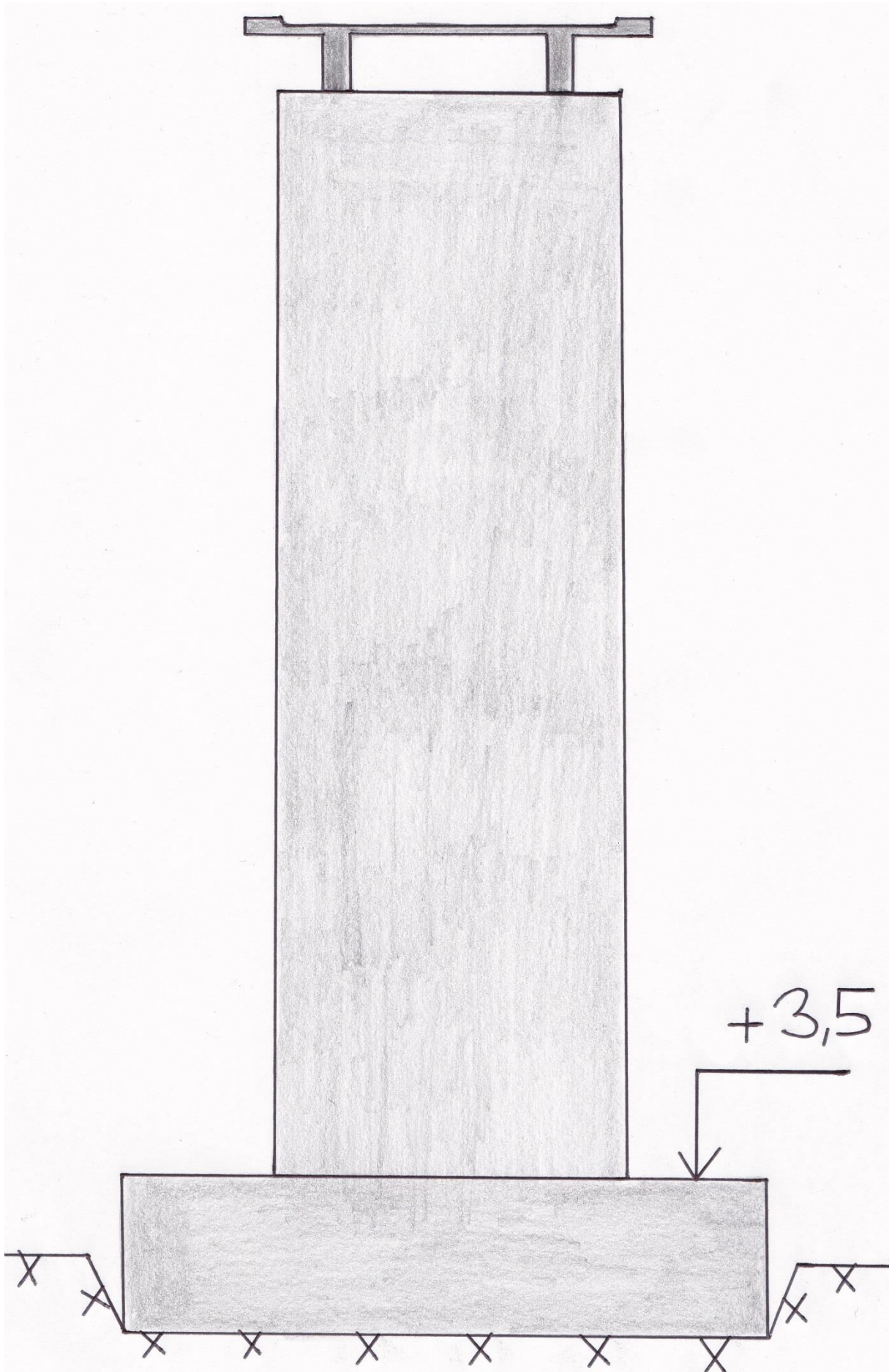
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		17
Konstruksjonsdel		Forankringspilar/ballastkasse vestre ende
Profilnummer		94 + 2
Avstand fra vestre landkar		307 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Fast lager
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	29 853
	Bjelkehøyde	1500
	Underkant kote	28 303
Skive	Tykkelse	250
	Bredde	8000
	Topp kote	28 203
	Bunn kote	3500
	Høyde	24 703
Fundament	Bredde	14 800
	Høyde	3500
	Topp kote	3500
	Bunn kote	0
	Fast fjell kote	0

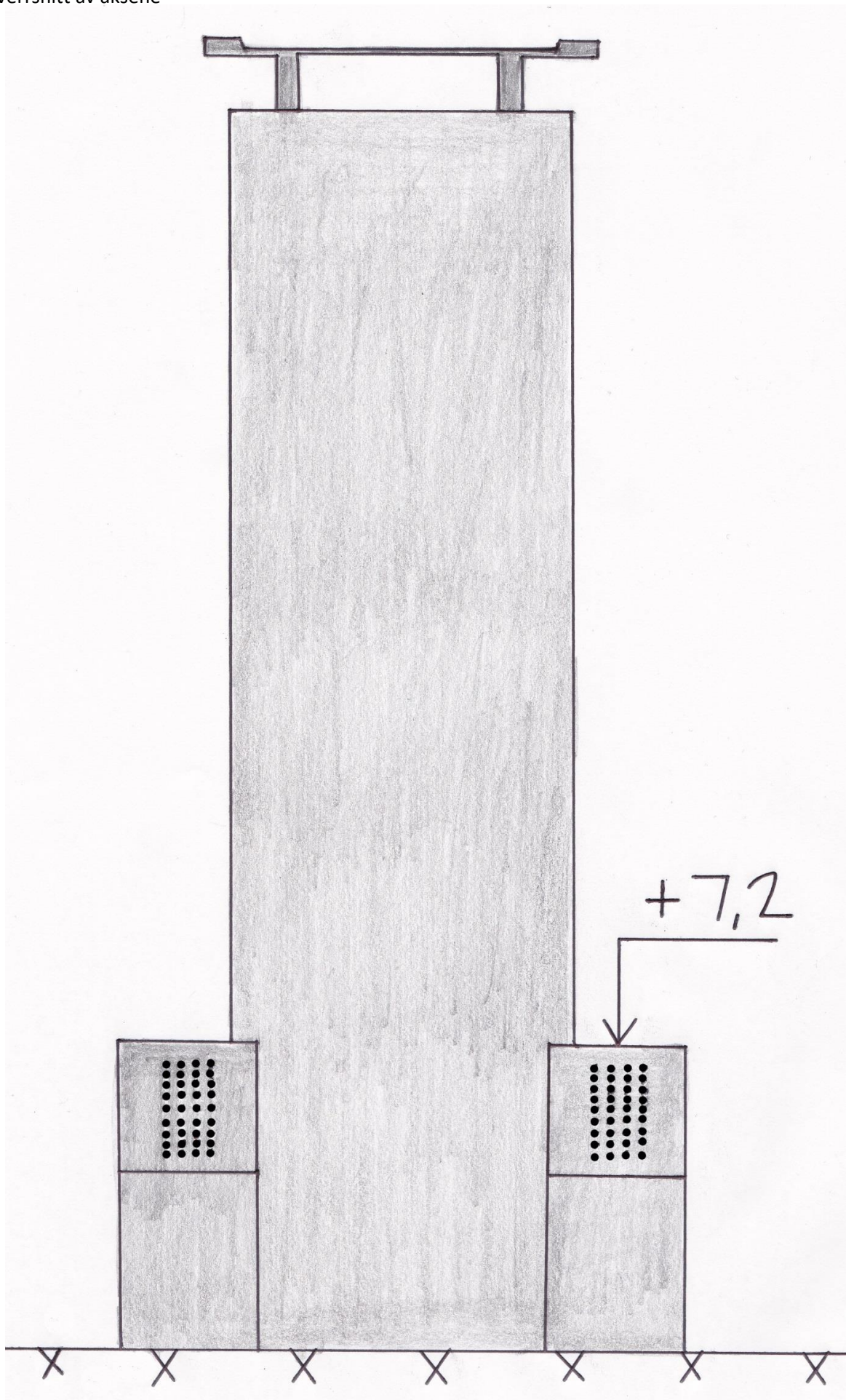
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		18
Konstruksjonsdel		Forankringspilar/ballastkasse østre ende
Profilnummer		95 + 8
Avstand fra vestre landkar		323 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Rullelager
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	30 853
	Bjelkehøyde	1700
	Underkant kote	29 103
Skive	Tykkelse	250
	Bredde	8000
	Topp kote	28 966
	Bunn kote	3500
	Høyde	25 466
Fundament	Bredde	13 200
	Høyde	3500
	Topp kote	3500
	Bunn kote	0
	Fast fjell kote	0

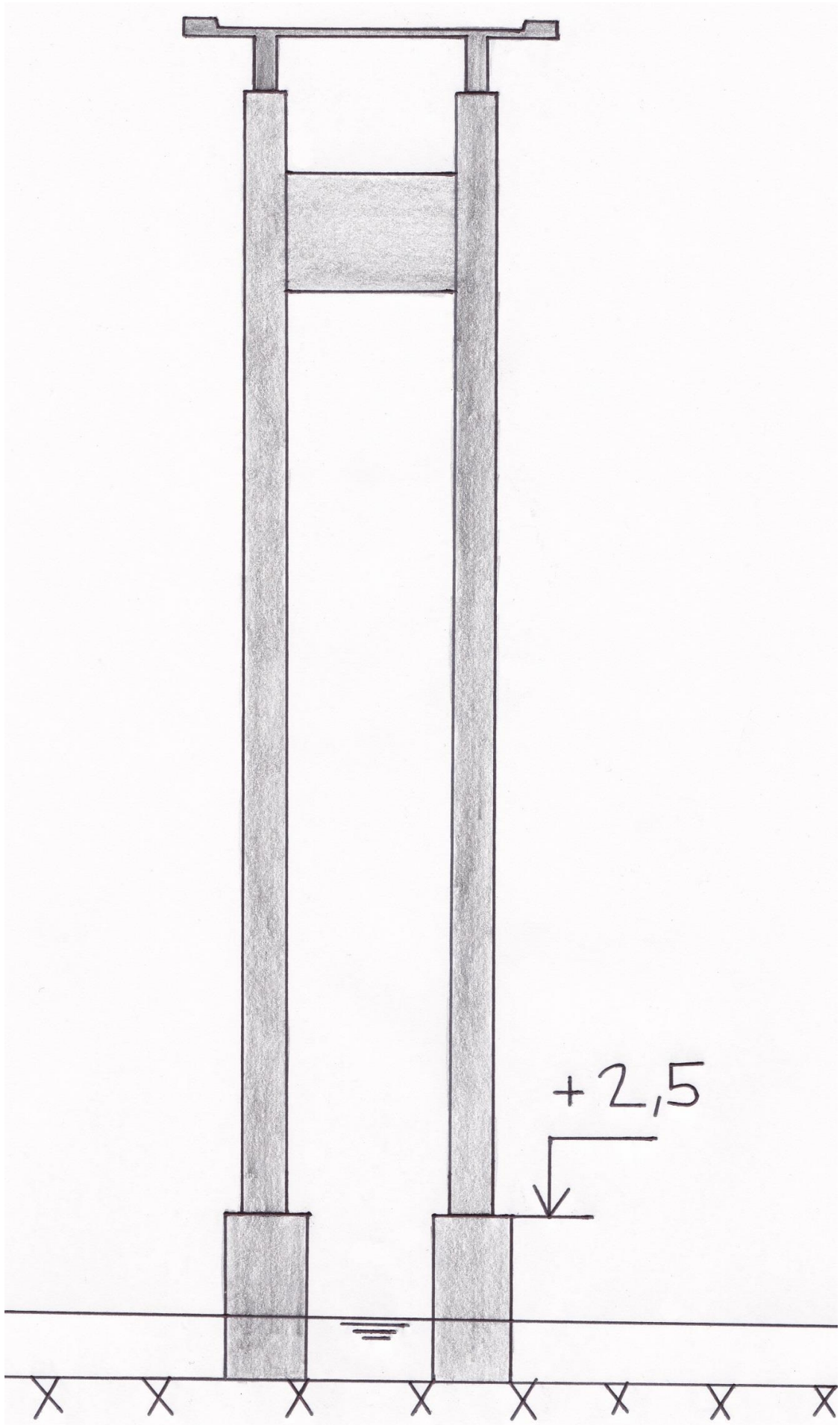
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		19
Konstruksjonsdel		Søylepar 16
Profilnummer		97 + 8
Avstand fra vestre landkar		343 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	32 103
	Bjelkehøyde	1700
	Underkant kote	30 353
Søyle	Diameter	1100
	Topp kote	30 353
	Bunn kote	2500
	Lengde	27 853
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	28 353
	Bunn kote	25 353
	Høyde	3000
	Tykkelse	500
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 1500
	Sjøbunn kote	- 1500
	Fast fjell kote	- 1500
	Høyde	4000

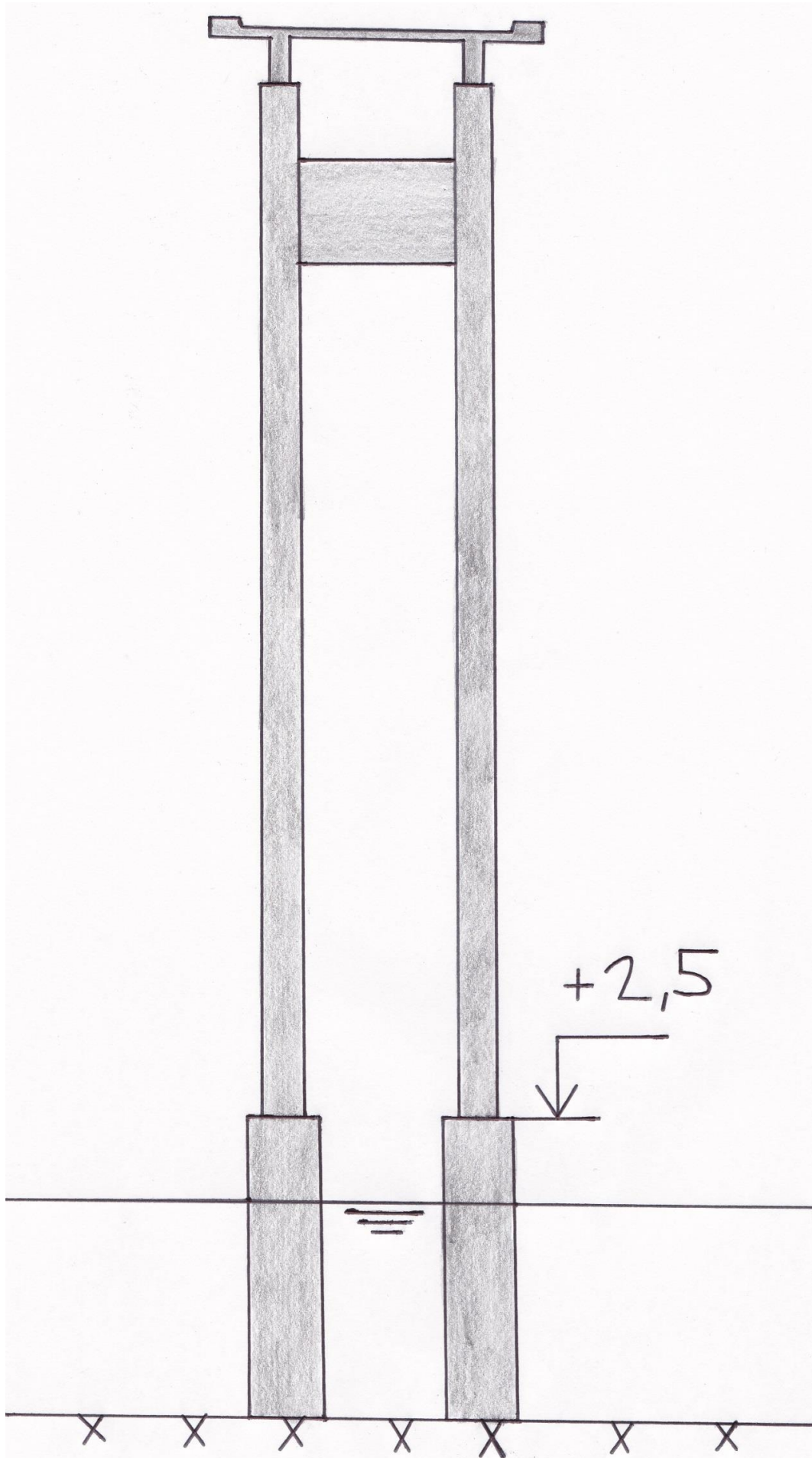
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		20
Konstruksjonsdel		Søylepar 17
Profilnummer		99 + 9
Avstand fra vestre landkar		364 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	33 415
	Bjelkehøyde	1700
	Underkant kote	31 665
Søyle	Diameter	1100
	Topp kote	31 665
	Bunn kote	2500
	Lengde	29 186
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	29 665
	Bunn kote	26 665
	Høyde	3000
	Tykkelse	500
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 6000
	Sjøbunn kote	- 6000
	Fast fjell kote	- 6000
	Høyde	8500

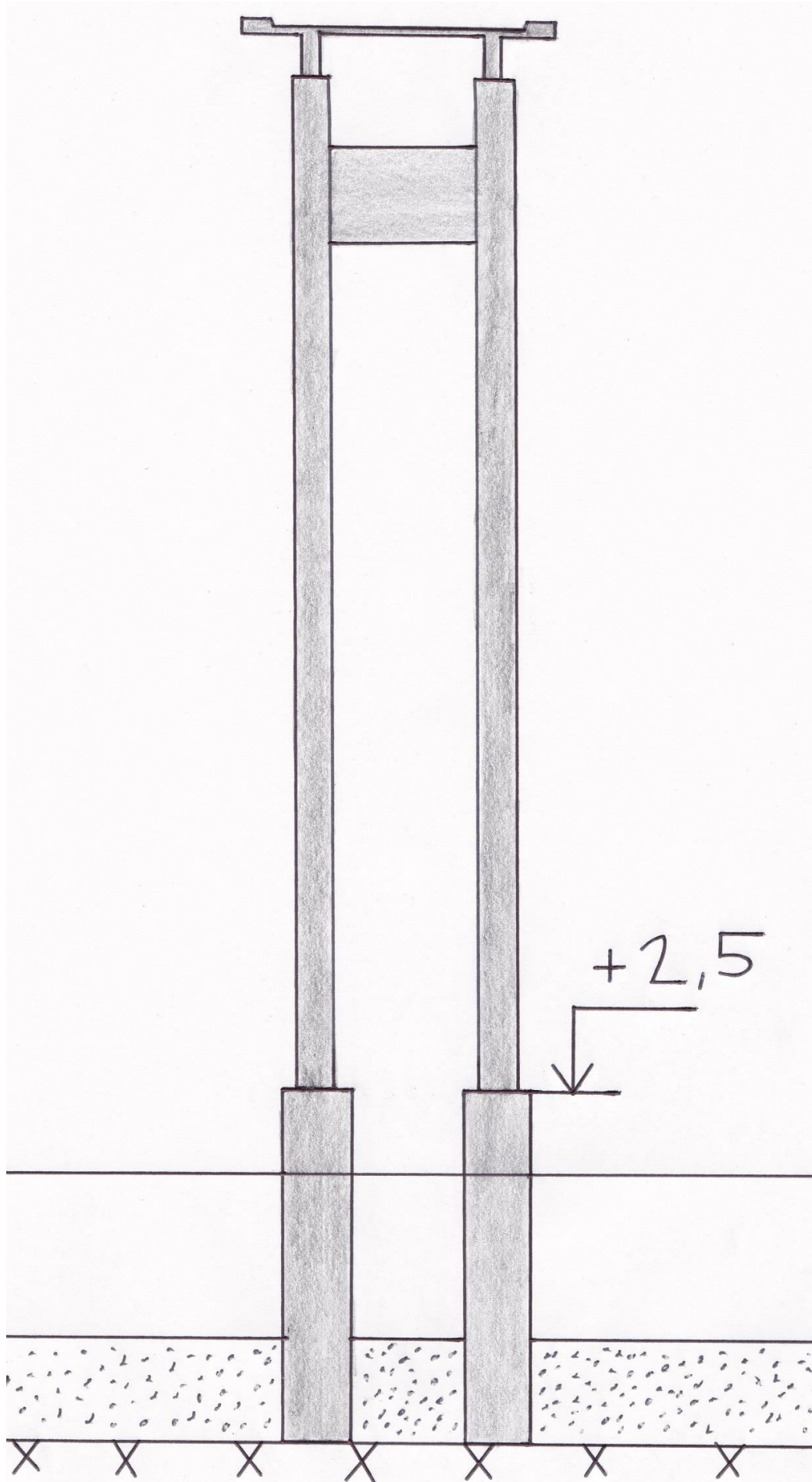
Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		21
Konstruksjonsdel		Søylepar 18
Profilnummer		102 + 0
Avstand fra vestre landkar		385 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Monolittisk innstøpning
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	34 728
	Bjelkehøyde	1700
	Underkant kote	32 978
Søyle	Diameter	1100
	Topp kote	32 978
	Bunn kote	2500
	Lengde	30 478
	Senteravstand søylepar	5300
Rigel	Topp kote	30 978
	Bunn kote	27 978
	Høyde	3000
	Tykkelse	500
Fundament	Diameter	2000
	Topp kote	2500
	Bunn kote	- 8200
	Sjøbunn kote	- 5000
	Fast fjell kote	- 8200
	Høyde	10 700

Vedlegg
Tverrsnitt av aksene



Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

Akse		22
Konstruksjonsdel		Vestre kabelpilar/endepilar
Profilnummer		104 + 1
Avstand fra vestre landkar		406 000
Brooverbygning	Forbindelse søyle/brooverbygning	Rullelager
	Profilhøyde/kote senterlinje brobane	36 040
	Bjelkehøyde	1700
	Underkant kote	34 320
Søyle	Bredde	1000
	Topp kote	34 320
	Bunn kote	2500
	Lengde	31 820
	Senteravstand søylepar	10 000
Rigel	Topp kote	33 970
	Bunn kote	31 470
	Høyde	2500
	Tykkelse	1000
Vindkryss	Bredde	1000
	Høyde	600
Fundament	Bredde	4000/4600
	Topp kote	3000
	Bunn kote	- 7000
	Sjøbunn kote	- 7000
	Fast fjell kote	- 7000
	Høyde	10 000

Vedlegg
Tverrsnitt av aksene

