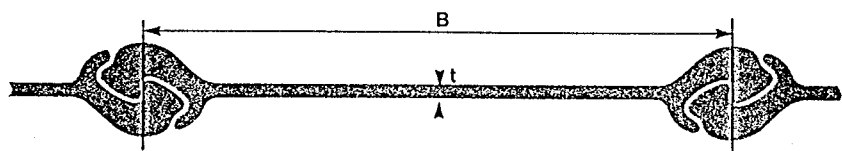
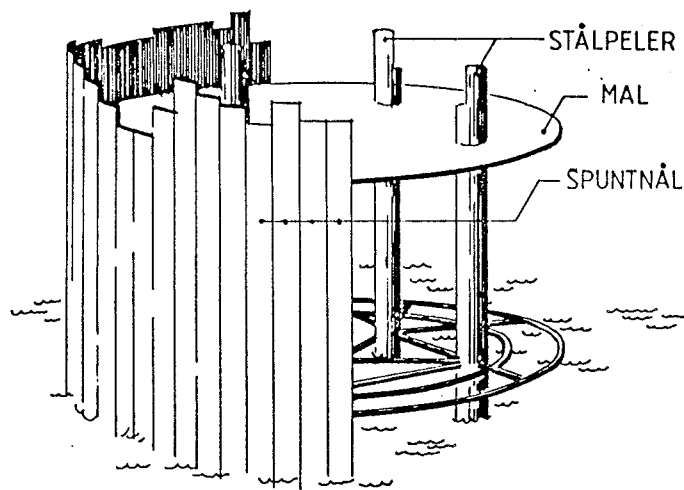


Intern rapport nr. 1629

Cellespunt i brufundamentering



November 1993

Veglaboratoriet

Intern rapport nr. 1629

Cellespunt i brufundamentering

Sammendrag

Rapporten tar for seg bruken av cellespunt i brufundamentering. I enkelte tilfeller kan cellespunt være et billigere alternativ enn bruk av peler som fundamentering. Det er derfor ønskelig å få klarlagt om cellespunt er et godt alternativ ved prosjektering av bruer.

De praktiske erfaringene i Norge med cellespunt i brufundamentering viser at etablering av cellespunt krever meget stor nøyaktighet ved monteringen. Rambarhet for spuntene må være nøye vurdert på forhånd.

Brudd i en spuntlås vil være katastrofalt for cella. Det er to punkter som er viktig å vurdere. Låsene kan svekkes betydelig ved skader som påføres under monteringen; f.eks. ramming av cellespunt gjennom faste lag. Korrosjon kan svekke spuntlåsene betydelig. De metodene som kan begrense korrosjonen er kostbare og krever god oppfølging.

Fundamentene må utformes og dimensjoneres slik at selve fundamentplaten har tilstrekkelig bæreevne til å hindre en progressiv kollaps ved brudd i en spuntlås.

Teori for dimensjonering av cellespunt er vist i et eget punkt og to eksempler er gjennomregnet.

Levetiden for stålkonstruksjoner i jord er diskutert i eget punkt med tanke på korrosivitet, forebyggende tiltak og beskyttelse av cellespunt.

Emneord: *Fundamentering, bæreevne og jordtrykk, spuntvegg, geoteknikk, korrosjon, cellespunt*

Seksjon: Geoteknisk
Saksbehandler: Hermann Bruun, Jan Vaslestad, Frank Fredriksen /BN
Dato: November 1993

Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Veglaboratoriet
Postboks 8142 Dep, 0033 OSLO
Telefon: 22 63 99 00 Telefax: 22 46 74 21

I N N H O L D S F O R T E G N E L S E

<u>Seksjon</u>	<u>Side</u>
1. INNLEDNING	1
2. ERFARINGER MED CELLESPUNT I BRUFUNDAMENTER I NORGE	4
2.1 PRAKTISKE ERFARINGER	4
2.1.1 Øya bru	4
2.1.2 Øvre Alta bru	5
2.2 ØKONOMI	6
2.2.1 Øya bru	6
2.2.2 Øvre Alta bru	6
3. DIMENSJONERING	7
3.1 EFFEKTIV BREDDE	7
3.2 TOTAL STABILITET	8
3.3 BÆREEVNE	8
3.4 SETNINGER	8
3.5 GLIDNING	9
3.6 VELTING	10
3.7 JORDTRYKK I CELLE	11
3.8 SKJÆRBRUDD LANGS VERTIKALT PLAN I CELLENE	11
3.9 LÅSESTREKK	13
3.10 SKJÆRBRUDD LANGS KRUM FLATE	14
4. BEREGNINGSEKSEMPLER	16
4.1 ØYA BRU VED MOSJØEN	16
4.2 BRU OVER LYSEFJORDEN	23
5. KORROSJON	29
5.1 KORROSIVITET I ULIKE JORDARTER	29
5.2 BESKYTTELSE MOT KORROSJON	29
5.3 KORROSJON PÅ CELLESPUNT	30
6. LITTERATURLISTE	31

<u>Seksjon</u>	<u>Side</u>
7. VEDLEGG	32

1. INNLEDNING

Cellespункonstruksjoner ble først benyttet i begynnelsen av dette århundre i USA i forbindelse med bygging av fangdammer.

I Norge ble metoden første gang benyttet i 1973 i forbindelse med bygging av et kaianlegg i Stavanger. Etter dette prosjektet har cellespунк vært benyttet i en rekke kaikonstruksjoner.

I kaibygging brukes cellespунк enten som sammenhengende kaifront med ensidig jordtrykksbelastning, eller som enkeltstående celler med primærhensikt å oppta betydelige horisontalkrefter.

Cellespункonstruksjoner har også vært brukt som fangdam for tørrdokk i Hinna ved Stavanger hvor opptil 15 m vanntrykk blir stengt ute ved bygging av betongplattformer til Nordsjøen.

I prinsippet er cellespунк en forstøtningskonstruksjon bestående av en dobbelt vegg fylt med friksjonsmasser. Normalt utføres en cellespункonstruksjon som en rekke av sirkulære celler i kombinasjon med mellombuer, men også andre former har vært benyttet. En slik konstruksjon er vist i fig.1.1.

For beregning brukes en forenkling av cellenes geometri, med to parallelle spuntvegger i avstand B lik 85 - 90 % av cellediameteren, og med tverrvegger i innbyrdes avstand L lik halve akseavstanden mellom to naboceller.

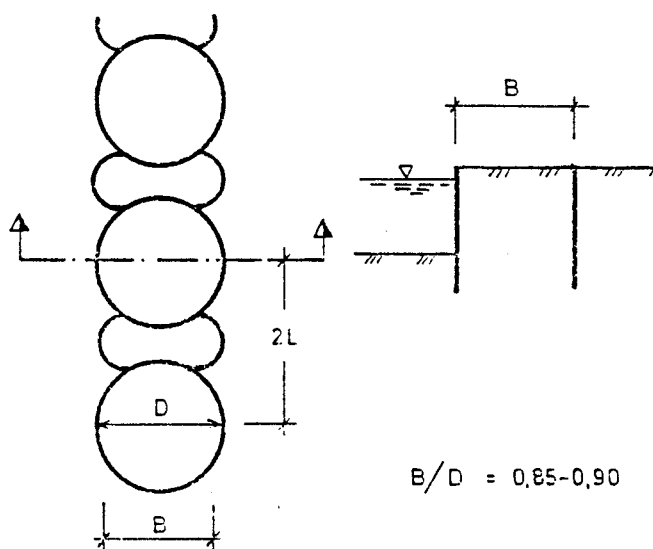


Fig.1.1. Cellespункonstruksjon. Forenkling av geometri ved beregning.

Cellespunte er bygget opp av flat stålsput konstruert med låser som må oppta en betydelig strekkraft, se fig.1.2.

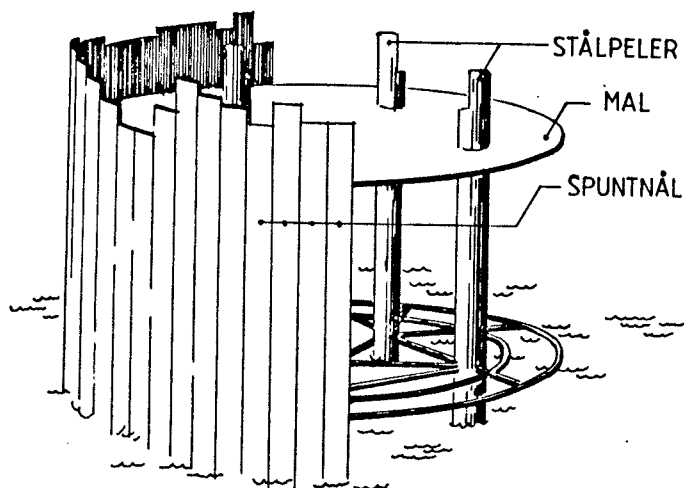


Fig.1.2. Flat stålsput brukt i cellespuntekonstruksjoner.

Horisontaltrykket i cellene må opptas som strekk i stålsputen, se fig.1.3. Tykkelsen t varierer fra 9.5 mm til 12.7 mm og bredden B varierer fra 413 mm til 500 mm

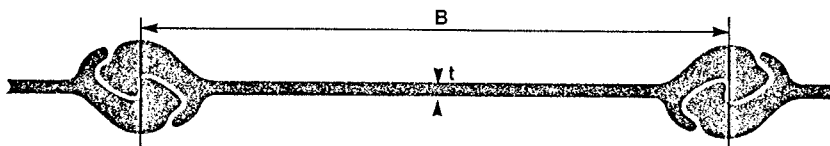


Fig.1.3. Cellespunte. Prinsipp og virkemåte. (9)

I fig.1.4. kan man se spuntlåser med et punkts og tre punkts kontakt.

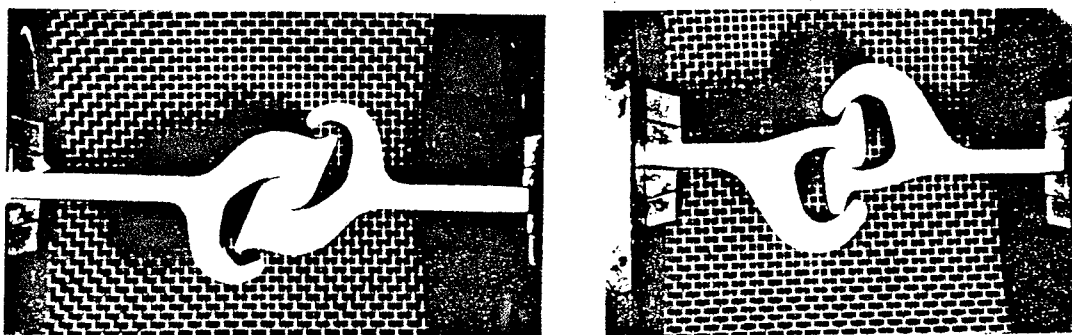


Fig.1.4. Detalj av spuntlåser (10)

Utvendige laster medvirker til at skjærstyrken i massene blir mobilisert. Massene i cellespunken må ha høy skjærstyrke, og det må alltid brukes friksjonsmasser.

Helt avgjørende for cellenes indre stabilitet er at de fylles på en slik måte at det oppstår strekk i stålspunten, evt. eksisterende masser komprimeres.

Strekkreftene må opptas i spuntlåsene, og betingelsene for at en celle skal fungere er at alle låser er i orden.

Brudd i en lås kan få katastrofale følger og en omhyggelig kontroll må utføres under spuntrammingen.

Ved spuntrammingen er det viktig at alle spuntnålene rammes til riktig nivå.

2. ERFARINGER MED CELLESPUNT I BRUFUNDAMENTER I NORGE

I oktober 1993 har man erfaringer fra følgende prosjekter med cellespunt i brufundamentering:

Fullført:

Øya bru ved Mosjøen (1986) (Nordland vegkontor)

Øvre Alta bru (NVE-Alta anlegget/Finnmark vegkontor)

Kryss E6/Mesnadalsarmen
Bru for rampe nordover E6 (Oppland vegkontor)

Planlagt/vurdert som alternativ:

Bru over Lysefjorden (forprosjekt) (Rogaland vegkontor)
Fundamenter nær seilingsløp - klaffebru

2.1 PRAKTISKE ERFARINGER

2.1.1 Øya bru

Hentet fra (1). Se vedlegg A.

Sålen for fundamentet ble støpt i/under nivå med sjøbunnen.

Som spunt ble benyttet:

Flatspunt, SW-1A kvalitet 50B

Diameter på cellene var 8 m

Leverandør: British Steel Cooperation Norge A/S

Dimensjon: Tykkelse 12 mm
Bredde 410 mm c/c lås

Faktorer som skapte problemer var:

1. Isgang i elva.
2. Utgraving av løsmasser i cellene. Flom eller tidevann kan føre til at cellene oversvømmes.
3. Fastlåsing av spunt. Det kreves stor nøyaktighet ved monteringen for at spuntlåsene skal oppnå foreskrevet styrke.
4. Skjøting av spunt
5. Komprimering av massene i cellene (var ikke med i anbudet).

Det som skapte spesielle problemer var at såle innvendig spunt og pilar ble utført som tørrstøp. De erfaringene man fikk på bakgrunn av dette var:

Det kreves god planlegging når man skal fundamentere på cellespunt. Cellene må dimensjoneres slik at de kan tåle det utvendige vanntrykket ved lensing av cellene. Avstivning ble utført med innvendig trykkring. Spuntlengden over vannspeilet bør være så stor at flom eller stor flo ikke fører til oppfylling av cellene.

Ved etablering av cellespunken fulgte man følgende retningslinjer:

Ved ramming av spuntnålene bør man ikke overskride ca. 0.5 m pr. runde. Komprimering av massene inni spuntcella ved hjelp av spuntnål og vibrolodd med et stikk pr. m². Spunt med knekkpunkter eller andre skader godtas ikke.

2.1.2 Øvre Alta bru

Hentet fra (6). Se vedlegg B.

Den første brua i Norge der man brukte cellespunt i brufundamentering var Øvre Alta bru i Finnmark, bygd i forbindelse med Altautbyggingen.

Byggherre var NVE-Altaanlegget

Brua har 4 like lange spenn, og 3 brukar ligger i elveleiet hvor det normalt er 1 - 2 m vann. Brua er 120 m lang, og cellediameteren er 8.3 m.

Ved forprosjekteringen var brua opprinnelig tenkt fundamentert på 14 stålrørspeler rammet ned i de grove sand- og grusmassene i elveleiet. Pelene var tenkt å være 30 m lange med en diameter på 400 mm.

Man etablerte en spuntcelle rundt hvert pilarfundament, og dermed kunne pilaren fundamenteres direkte på løsmassene inne i cellene.

Spunten ble rammet med vibrolodd, og man møtte minimale problemer under nedrammingen.

Spunten beskyttet fundamentene mot erosjon, og var selv sikret mot korrosjon ved offeranoder.

2.2 ØKONOMI

2.2.1 Øya bru

Fundamenteringskostnadene for fundamentering med cellespunt ble 2.7 mill. kr. mens anbudet på stålrørspeler var på 3.6 mill. kr. En besparelse på 0.9 mill. kr. Dvs. en reduksjon på 25 % for fundamenteringskostnadene.

De totale brukostnadene var 14.8 mill. kr. med cellespunt mot overslag på 15.37 mill. kr. for stålrørsalternativet.

For ytterligere opplysninger henvises til (1).

2.2.2 Øvre Alta bru

Brua ble ca. 30% billigere med cellespunt enn en forprosjektert løsning med stålrørspeler. Forutsetningene er gitt i pkt.2.1.2. Figurer er vist i vedlegg B.

Den samlede brukostnaden var ca. 7 mill. kr. mot ca. 10 mill. for den opprinnelige løsningen dvs. 30 % lavere. Dessuten var byggetiden vesentlig kortere. (6)

3. DIMENSJONERING

Fra (2). Ved dimensjonering av cellespункonstruksjoner må følgende betingelser oppfylles:

- a) Konstruksjonen, betraktet som et stivt legeme med uendelig materialstyrke, må være stabil med hensyn til ytre belastninger.
- b) Spuntcellene må kunne oppta påførte spenninger uten at dette medfører brudd eller skadelige deformasjoner (forskyvninger, setninger) på konstruksjonene.

Det eksisterer flere ulike dimensjoneringsmetoder for cellespункonstruksjoner. De fleste metodene er empiriske eller halv-empiriske og er derfor ikke alltid matematisk korrekte. Dimensjoneringsprinsippene ble i hovedsak utarbeidet i 1930-50 årene da det ble bygget flere store cellespункonstruksjoner i USA.

Den dimensjoneringmetoden som beskrives nedenfor er hentet fra (3). Denne metoden opererer med en total sikkerhet F . Det blir her stilt krav til minste sikkerhet, F , for aktuelle kontroller, avhengig av om det er en midlertidig eller permanent konstruksjon.

Grensetilstandsmetoden som benyttes i Norge vil avhengig av valg av γ_f (lastkoeffisient) og γ_m (materialkoeffisient) gi mer konservative resultater enn metoden med total sikkerhet F . Beregningseksemplene i pkt. 4 viser relevant bruk av γ_m .

3.1 EFFEKTIV BREDDE

Fra (3).

Den effektive bredden, B , av cellespunken er definert som bredden av en ekvivalent rektangulær seksjon som har samme motstandsmoment eller samme areal som den aktuelle cellespункonstruksjonen.

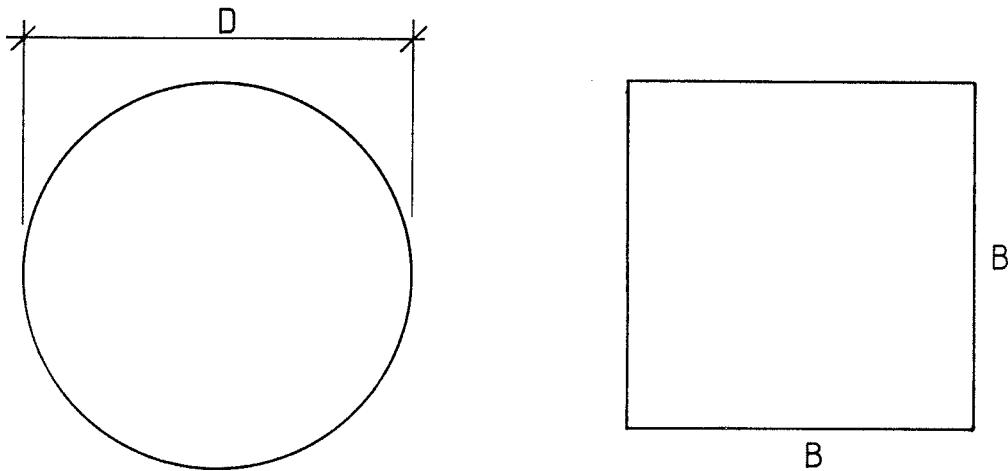
Ved brufundamentering vil det som regel være tilstrekkelig med en cellespунк pr. søyle. Det vil da være rimelig å anta et ekvivalent kvadratisk tverrsnitt som vist i fig.3.1.

Areal av ekvivalent kvadratisk tverrsnitt lik areal av celle:

$$B^2 = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \quad (3-1)$$

$$B = \frac{D}{2} \sqrt{\pi} \approx 0.8862 \cdot D \quad (3-2)$$

B er sidelengden i kvadratet og D er diameter i celle. Sidelengdene i kvadratet betegnes B_x langs x-aksen og B_y langs y-aksen.



$$\pi \frac{D^2}{4} = B^2$$

Fig.3.1. Forenkling av cellespunt ved brufundamentering.

3.2 TOTAL STABILITET

Denne kontrollen omfatter vanlige stabilitetsberegninger.

Alternativer, stabilitet.

1. Sirkulær sylindriske glideflater.
2. Sammensatte glideflater.
3. Finite Element Method (elementmetoden).

3.3 BÆREEVNE

Hvis en cellespunt fundamenteres på løsmasser, f.eks. sand, må man kontrollere sikkerheten mot et bæreevnebrudd. Den vanlige bæreevneformelen brukes, se (2).

$$\sigma_v' + a = N_q \cdot (\gamma' \cdot D + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_o \quad (3-3)$$

Fundamentene må utformes og dimensjoneres slik at selve fundamentplaten har tilstrekkelig bæreevne til å hindre en progressiv kollaps ved brudd i en spuntlås. I bruddgrensetilstand anbefaler vi at det kreves en materialkoeffisient $\gamma_m \geq 1.1$.

3.4 SETNINGER

Hvis en cellespunt fundamenteres på løsmasser, f.eks. sand, må man kontrollere at setningene er akseptable. Setningene beregnes etter f.eks. (2).

3.5 GLIDNING

Hvis en cellespunt settes direkte på bart fjell, som kanskje også har en helning, må sikkerheten mot glidning undersøkes. Situasjonen er vist i fig.3.2. Hvis cellespunken står på løsmasser er denne kontrollen sannsynligvis ikke nødvendig (dekkes av bæreevnekontrollen).

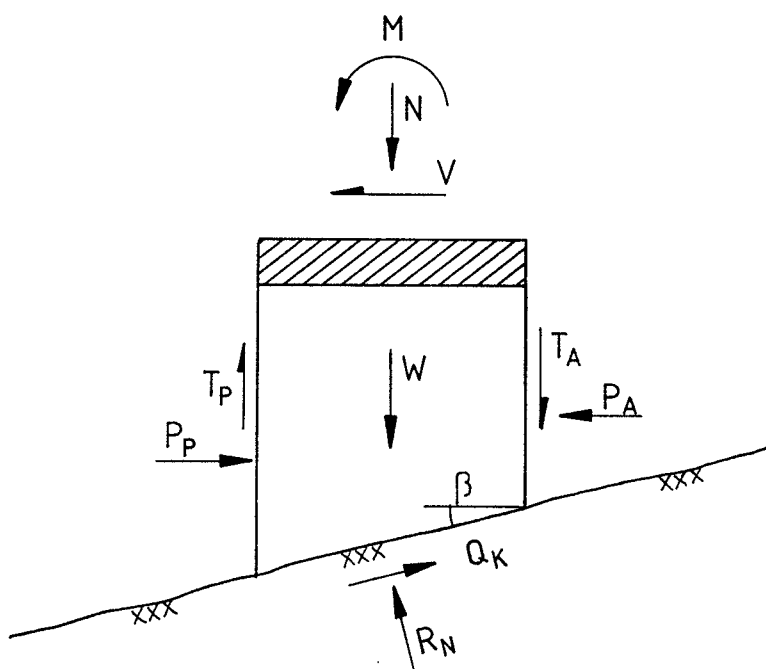


Fig.3.2. Glidning langs bart fjell.

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$Q_k = R_N \cdot r \cdot \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} \quad (3-4)$$

$$R_N = (W + N + T_A - T_P) \cos \beta - (V + P_A + P_P) \sin \beta \quad (3-5)$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$Q = (V + P_A - P_P) \cos \beta + (T_A + W + N - T_P) \sin \beta \quad (3-6)$$

I (3) anbefales = $\begin{cases} r \cdot \tan \varphi = 0.5 \text{ for glatt fjell} \\ r = 1 \text{ for løsmasser} \end{cases}$

I (3-4) er anbefalt materialkoeffisient $\gamma_m = 1.25 - 1.5$ se (4).

Kontroll: $Q_k > Q$

3.6 VELTING

I praksis vil cellen bryte sammen lenge før virkelig velting kan skje. Kriteriet for tilfredsstillende sikkerhet er derfor at teoretisk såletrykk under cellen, hvis denne betraktes som uendelig stiv, ikke skal bli negativt i bakkant. Beregningsmessig strekkspenning i fyllmassene her innebærer en fare for at cellen skal løfte seg slik at massene kan renne ut og cellen derved kollapse.

Sikkerheten defineres som forholdet mellom momentene om cellens fremre fot av henholdsvis de stabiliserende og drivende krefter. Teori fra (3) og (4). Se fig.3.3.

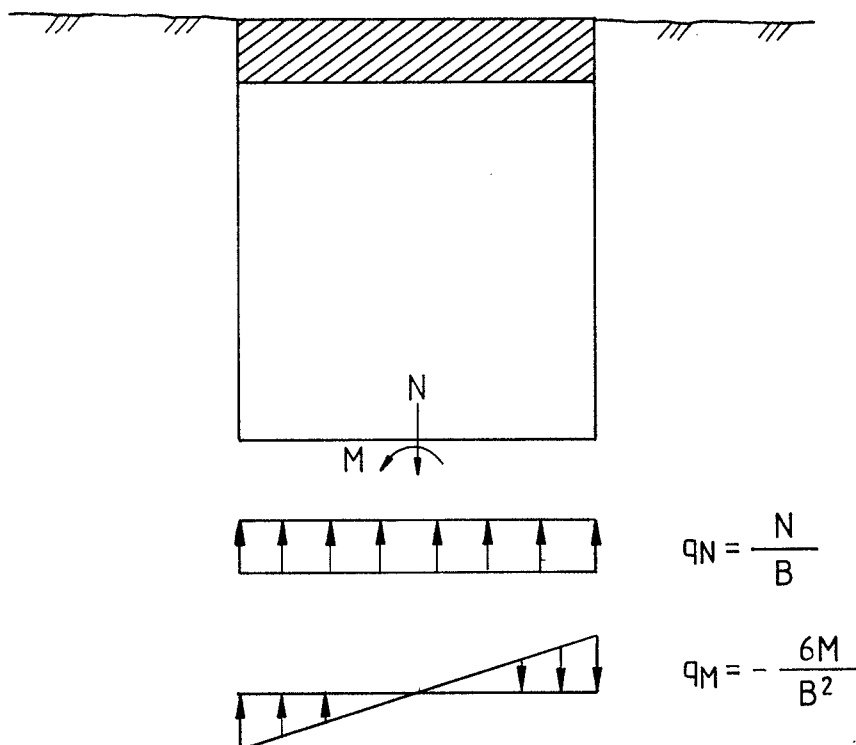


Fig.3.3. Sikkerhet mot velting.

Ved elastisk spenningsfordeling vil nødvendig sikkerhet med de forutsetninger som er gjort foran bli som følger:

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{N}{B^2} - \frac{6 \cdot M}{B^3} = 0 \quad (3-7)$$

σ er såletrykk i bakkant, N er aksialkraft og M er moment (drivende) i underkant celle.

$$N \cdot \frac{B}{2} - 3 \cdot M = 0 \quad (3-8)$$

Vi definerer M_{stab} :

$$M_{stab} = N \cdot \frac{B}{2} \quad (3-9)$$

(3-9) innsatt i (3-8) og noe mellomregning gir sikkerheten F:

$$F_{velt} = \frac{M_{stab}}{M_{driv}} = 3 \quad (3-10)$$

Vi anbefaler at det kreves en sikkerhet $F_{velt} \geq 3,0$

3.7 JORDTRYKK I CELLE

Jordtrykket i en celle kan ikke beregnes på vanlig måte med aktiv, passiv og hviletrykk.

I (3) og (8) er det anbefalt å bruke følgende verdi for K for cellens senterplan:

$$K = \frac{\cos^2 \varphi}{2 - \cos^2 \varphi} \quad (3-11)$$

φ er friksjonsvinkel

I (3) brukes $K = 0.4$ for låsestrekk, $K = 0.5 - 0.6$ for skjærbrudd langs senterplanet. Vi anbefaler at man bruker $K = K_A$ for låsestrekk og $K = K_0$ for skjærbrudd langs senterplanet.

3.8 SKJÆRBRUDD LANGS VERTIKALT PLAN I CELLENE

Teori hentet fra (3), (4) og (8).

Skjærkraft langs vertikalt plan i cellene må tas opp av jord, friksjon i låsene (2 stk.) og betongfundamentet.

Vi undersøker ugunstigste snitt ved underkant (UK) betongplate og UK cellespunt.

Et snitt langs søylen undersøkes

Maksimal skjærkraft beregnes ved å betrakte antatt ugunstigste snitt. Vi ser her på et snitt ved søylen som vist i fig.3.4. Bredden på søylen er B_{sx} og B_{sy} i hhv. x- og y-retning.

Fundamentutstikket a er (a vist på fig.3.3):

$$a = 0.5 \cdot (B_x - B_{sx}) \quad (3-12)$$

UK betongplate:

$$q_{v1} = \frac{P_{v1}}{A_{o1}} \quad (3-13)$$

$$Q_1 = q_{v1} \cdot a \cdot B_{o1y} \quad (3-14)$$

Redusert for egenvekt:

$$Q_{1 \text{ red}} = Q_1 - \gamma'_{\text{bet}} \cdot H_{\text{bet}} \cdot B_{o1x} \cdot B_{o1y} \quad (3-15)$$

Betongens skjærstrekk- og skjærtrykkapasitet må være større enn $Q_{1 \text{ red}}$.

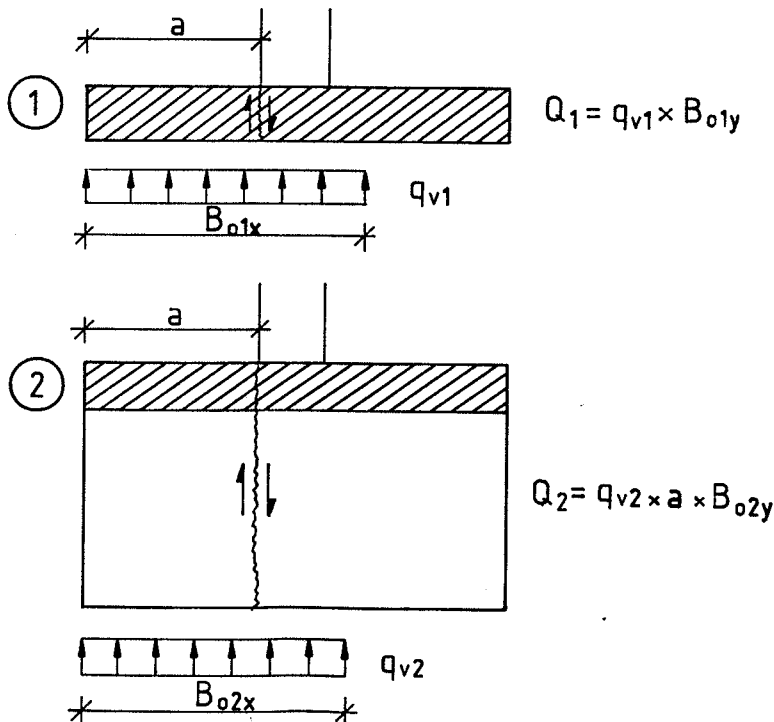


Fig.3.4. Vertikalt skjærbrudd. Beregning av dimensjonerende skjærpåvirkning.

UK cellespunt:

$$P_{v2} = P_{v1} + \gamma' \cdot H_{fy11} \cdot B \cdot L \quad (3-16)$$

$$q_{v2} = \frac{P_{v2}}{A_{o2}} \quad (3-17)$$

$$Q_2 = q_{v2} \cdot a \cdot B_{o2y} \quad (3-18)$$

Redusert for egenvekt:

$$Q_{2 \text{ red}} = Q_2 - \gamma'_{\text{bet}} \cdot H_{\text{bet}} \cdot A_{o2} - \gamma' \cdot H_{fy11} \cdot A_{o2} \quad (3-19)$$

Spuntlåsenes opptak av skjærkraft:

$$Q_{\text{staa1}} = \frac{1}{2} \cdot (q_{v \text{ topp}} + q_{v \text{ bunn}}) \cdot K \cdot \frac{B}{2} \cdot f \cdot H \cdot 2 \quad (3-20)$$

K er jordtrykkskoeffisient langs ytterkant, f er friksjon stål mot stål, B er bredden på det ekvivalente kvadratiske tverrsnittet, H er høyden på fyllmassene, $q_{v \text{ topp}}$ (= q_{v1}) er vertikaltrykk ved UK betongplate og $q_{v \text{ bunn}}$ (= q_{v2}) er vertikaltrykk ved UK cellespunt.

Verdien på K i (3-20) settes ofte lik 0.4 i følge (3). Vi anbefaler å bruke $K = K_A$ (dvs. aktiv jordtrykkskoeffisient) for $r = 0$.

Regner q_v ut i fra kun vertikallast. dvs. vertikallast fordelt på hele cellearealet.

Skjærkapasitet for fyllmassene:

$$Q_{fyll} = \frac{1}{2} \cdot (q_{v \text{ topp}} + q_{v \text{ bunn}}) \cdot K \cdot B \cdot H \cdot \tan \rho \quad (3-21)$$

$\tan \rho$ er mobilisert friksjon for fyllmassene, K er jordtrykkskoeffisient i et snitt som ligger nær senterplanet. De øvrige betegnelser er de samme som for (3-20).

Verdien på K i (3-21) settes ofte lik 0.5 - 0.6 i følge (3). Vi anbefaler $K = K_0$ (dvs. hviletrykkskoeffisient).

Skjærkapasitet for stål og fyllmasser:

$$Q_{kap} = Q_{staa1} + Q_{fyll} \quad (3-22)$$

$$\text{Krav: } Q_{kap} > Q_{2 \text{ red}} - Q_{1 \text{ red}} \quad (3-23)$$

3.9 LÅSESTREKK

Kontroll av låsestrekk i $\frac{3}{4}$ dybde under UK betongplate.

Finner effektivt areal ved hjelp av geometrisk betraktning. Ved å beregne det ekvivalente sirkulære arealet vil man finne en større verdi på den opp tredende låsestrekkraften F_s i spunten. I vedlegg C er det vist hvordan man finner ekvivalent sirkulært areal $A_{o \text{ sirk}}$.

P_{v0} er vertikallast UK søyle.

$$P_v = P_{v0} + A \cdot (H_{bet} \cdot \gamma'_{bet} + \frac{3}{4} H_{fyll} \cdot \gamma') \quad (3-24)$$

$$M = P_H \cdot (H_{bet} + \frac{3}{4} H_{fyll}) \quad (3-25)$$

$$q_v = \frac{P_v}{A_{o \text{ sirk}}} \quad (3-26)$$

Ved ren vertikallast er $A_{o \text{ sirk}} = A = \pi \cdot \frac{D^2}{4}$

$$p_H = q_v \cdot K \quad (3-27)$$

K er aktiv jordtrykkskoeffisient

$$F_s = \frac{p_H \cdot D}{2} \quad (3-28)$$

F_s er beregningsmessig opp tredende strekk, p_H er dimensjonerende horisontalspenning i fyllmassen og D er cellediameteren. Se fig.3.5.

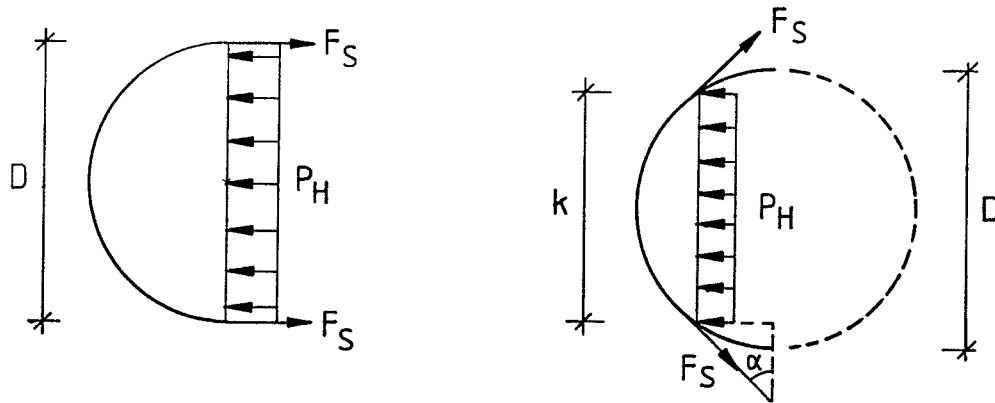


Fig.3.5 Låsestrekk ved sentrisk og eksentrisk belastning.

Normalt forlanges det, se (3) og (8), at spunten skal ha låser med strekk-kapasitet 2.0 ganger beregningsmessig opptredende strekk.

3.10 SKJÆRBRUDD LANGS KRUM FLATE

Teori fra (3), (4) og (5).

I en celle kan brudd skje langs en flate som krummer oppover i cellen som vist på fig.3.6 a). Ved å velge en form som en logaritmisk spiral og forutsette kohesjonsløs fyllmasse, kan man oppnå at resultanten av normalspenninger, σ_N' og tangensialkrefter, $\sigma_N' \cdot \tan \rho$ langs bruddflaten går gjennom logspiralens pol. Stabilitetsberegningen forenkles derved til å påse at resulterende moment om polen på grunn av egentyngde og ytre krefter er lik null. I fig.3.6 b). er denne dimensjoneringsmetoden vist.

Bruddflatens formel får følgende form:

$$r\theta = r_0 \cdot e^{\theta \cdot \tan \varphi} \tag{3-29}$$

r_0 er radius for $\theta = 0$, og $r\theta$ er radius for θ radianer. θ er vinkelen til logspiralen, φ er jordas friksjonsvinkel. Massen under bruddflaten skal trekkes fra cellens totale masse W. Arealet A under bruddflaten uttrykkes slik:

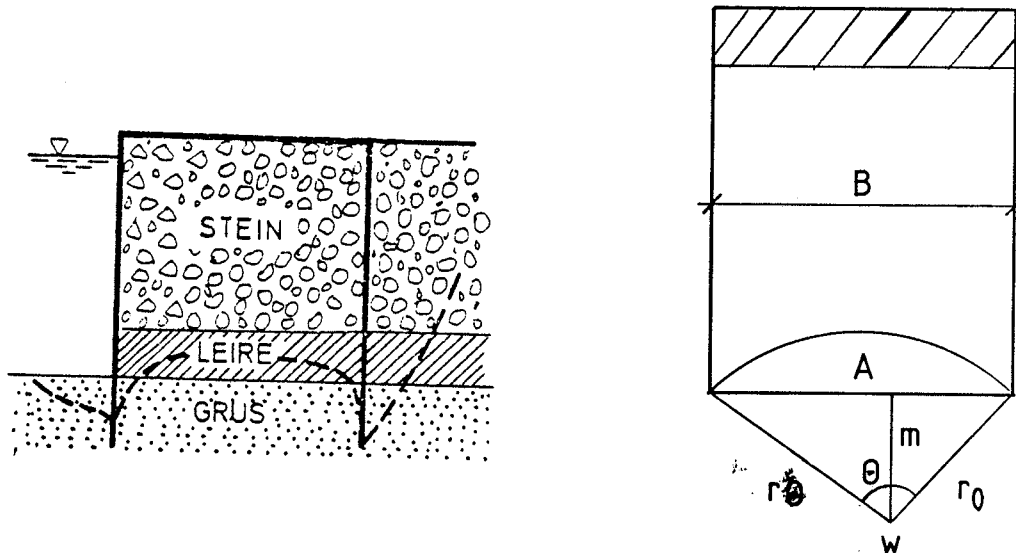
$$A = \frac{r\theta^2 - r_0^2}{4 \tan \varphi} - \frac{m \cdot b}{2} \tag{3-30}$$

Her er m definert i fig.3.6 b).

Vekten av massen under bruddflaten blir:

$$W_{\text{brudd}} = A \cdot B_y \quad (3-31)$$

A er gitt i (3-30).



a)

b)

Fig.3.6 a) Brudd langs krum flate eller langs svakt lag inne i cellene. (4)

b) Dimensjonering etter Brinch Hansens metode (3).

Sikkerhetsfaktoren F_B for denne bruddmodellen er:

$$F_B = \frac{M_B}{M_\omega} \quad (3-32)$$

M_B er stabiliserende moment om polpunktet ω
 M_ω er drivende moment om ω , ω vist på fig.3.6

4. BEREGNINGSEKSEMPLER

4.1 ØYA BRU VED MOSJØEN

Med hjelp av teorien i pkt.3. skal nå cellespnten for Øya bru - Mosjøen gjennomregnes (akse 2).

Diameter for cellespnt er 8.0 m, overkant fundament er på kote -2.0, høyden på fundament er 1.5 m, underkant cellespnt er på kote -9.5. Ved beregningene er det antatt at det blir etablert aktivt jordtrykk på den ene siden og et trykk som tilsvarer hviletrykk på den andre siden.

Det vises til fig.4.1.

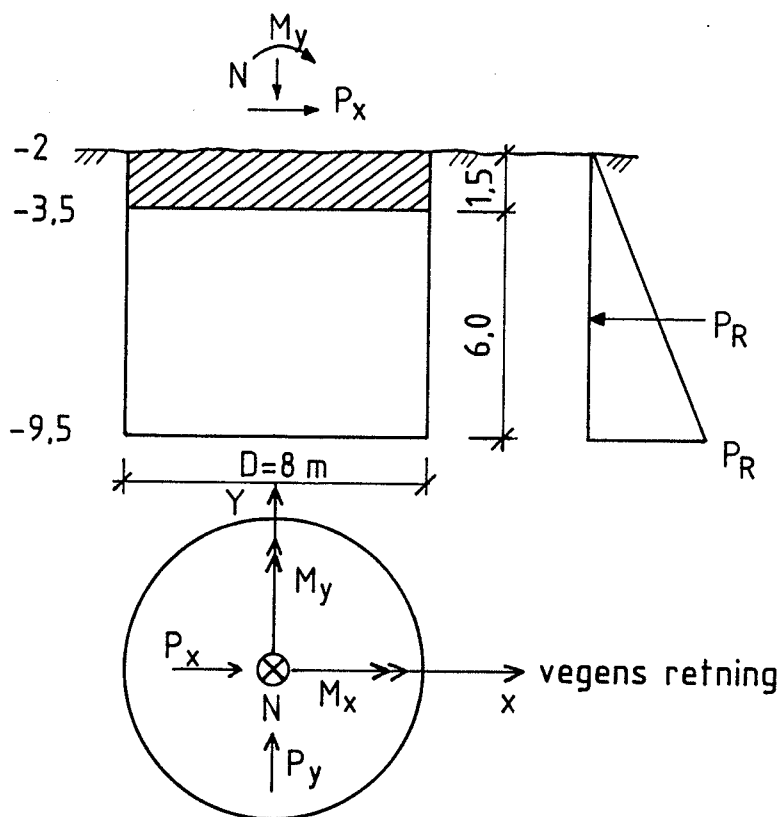


Fig.4.1. Øya bru ved Mosjøen.

Jordartsparemetre brukt i bæreevneberegningene:

Attraksjon	$a = 0$
Friksjonsvinkel	$\varphi = 30^\circ$
Tyngdetetthet	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3, \gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
Materialkoeffisient	$\gamma_m = 1.5$

Aktiv jordtrykkskoeffisient:

$$K_A = \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho} = \frac{1 - \sin 21^\circ}{1 + \sin 21^\circ} = 0.47$$

Hviletrykkskoeffisient:

$$K_o = 1 - \sin \rho = 1 - \sin 21^\circ = 0.64$$

Ved beregning av K_A og K_o er antatt $r = 0$.

Dimensjonerende bruddlaster ved underkant søyle:
(inklusive lastfaktorer)

$$N = 7309 \text{ kN}, P_y = 404 \text{ kN}, P_x = 1731 \text{ kN}, M_y = 6441 \text{ kNm}$$

$$M_x = 4417 \text{ kNm}$$

N er vertikallast, P_y er horisontallast tvers på bru-aksen, P_x er horisontallast langs bru-aksen, M_y er moment om tverraksen, M_x er moment om bru-aksen

Effektiv bredde:

Med en diameter $D = 8 \text{ m}$ blir arealet $A = 50.3 \text{ m}^2$
og motstandsmomentet $W = 50.3 \text{ m}^3$.

Velger da et ekvivalent kvadratisk areal.

$$B = 0.8862 \cdot D = 0.8862 \cdot 8 = 7.1 \text{ m}$$

Resulterende jordtrykk ved UK betongplate:

$$p_R = (K_o - K_A) \cdot \gamma' \cdot H = (0.64 - 0.47) \cdot 10 \cdot 1.5 = 2.55 \text{ kPa}$$

$$P_R = \frac{1}{2} \cdot p_R \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 2.55 \cdot 1.5 = 1.9 \text{ kN/m}$$

Resulterende jordtrykk ved UK celledpant:

$$p_R = (K_o - K_A) \cdot \gamma' \cdot H = (0.64 - 0.47) \cdot 10 \cdot 7.5 = 12.75 \text{ kPa}$$

$$P_R = \frac{1}{2} \cdot p_R \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 12.75 \cdot 7.5 = 47.8 \text{ kN/m}$$

Laster overført til UK betongplate:

$$P_v = N + \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot H_{bet} \cdot \gamma'_{bet} = 7309 + \pi \cdot \frac{8^2}{4} \cdot 1.5 \cdot 15 = 8440 \text{ kN}$$

$$M_y = M_y + P_x \cdot H_{bet} - P_R \cdot B \cdot \frac{H_{bet}}{3}$$

$$= 6441 + 1731 \cdot 1.5 - 1.9 \cdot 7.1 \cdot 0.5 = 9031 \text{ kNm}$$

$$B_{ox} = B_x - 2 \cdot \frac{M_y}{P_v} = 7.1 - 2 \cdot \frac{9031}{8440} = 5.0 \text{ m}$$

$$M_x = M_x + P_y \cdot H_{bet} - P_R \cdot B \cdot \frac{H_{bet}}{3}$$

$$= 4417 + 404 \cdot 1.5 - 1.9 \cdot 7.1 \cdot 0.5 = 5016 \text{ kNm}$$

$$B_{o_y} = B_y - 2 \cdot \frac{M_x}{P_v} = 7.1 - 2 \cdot \frac{5016}{8440} = 5.9 \text{ m}$$

$$A_o = B_{o_x} \cdot B_{o_y} = 5.0 \cdot 5.9 = 29.5 \text{ m}^2$$

$$q_v = \frac{P_v}{A_o} = \frac{8440}{29.5} = 281 \text{ kPa}$$

$$\tau_H = \frac{P_x}{A_o} = \frac{1731}{29.5} = 59 \text{ kPa}$$

Laster ført ned til UK spunt:

$$M_y = 6441 + 1731 \cdot 7.5 - 47.8 \cdot 7.1 \cdot \frac{7.5}{3} = 18575 \text{ kNm}$$

$$P_v = 8440 + \pi \cdot \frac{8^2}{4} \cdot 6.0 \cdot 10 = 11456 \text{ kN}$$

$$P_H = 1731 - 47.8 \cdot 7.1 = 1392 \text{ kN}$$

$$M_x = 4417 + 404 \cdot 7.5 - 47.8 \cdot 7.1 \cdot \frac{7.5}{3} = 6599 \text{ kNm}$$

$$B_{o_x} = B_x - 2 \cdot \frac{M_y}{P_v} = 7.1 - 2 \cdot \frac{18575}{11456} = 3.9 \text{ m}$$

$$B_{o_y} = B_y - 2 \cdot \frac{M_x}{P_v} = 7.1 - 2 \cdot \frac{6599}{11456} = 5.9 \text{ m}$$

$$A_o = B_{o_x} \cdot B_{o_y} = 23.0 \text{ m}^2$$

$$q_v = \frac{P_v}{A_o} = \frac{11456}{23.0} = 498 \text{ kPa}$$

$$\tau_H = \frac{P_H}{A_o} = \frac{1392}{23.0} = 61 \text{ kPa}$$

Bæreevne:

Antatt laveste eroderte nivå for elvebunn er på kote -2.0
Overlagringsdybden $D = 7.5 \text{ m}$

$$\sigma_v' + a = N_q \cdot (\gamma' \cdot D + a) + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_o$$

$$r_b = \frac{\tau}{(\sigma_v' + a) \cdot \tan \rho} = \frac{61}{(498 + 0) \cdot 0.38} = 0.32$$

$r = 0.32$ og $\tan \rho = 0.38$ gir $N_q = 5.9$ og $N_\gamma = 3.1$

$$\sigma_v = 5.9 \cdot (10 \cdot 7.5 + 0) + 0.5 \cdot 3.1 \cdot 10 \cdot 3.9 - 0 = 503 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v = 503 \text{ kPa} > q_v = 498 \text{ kPa}$$

Bæreevnen er tilfredsstillende

Setninger:

Setning under betongplate:

Bruker elasto-plastisk modell (grus, sand):

$$\delta = \frac{2}{m} \left[\sqrt{\frac{p_o' + \Delta p}{p_a}} - \sqrt{\frac{p_o'}{p_a}} \right] \Delta z$$

Referansetrykket $p_a = 100$ kPa.

$$\Delta p = \frac{8440}{\pi \cdot \frac{8^2}{4}} - \gamma' \cdot H_{bet} = 168 - 15 = 153 \text{ kPa}$$

Sum setninger er 4 cm

Velting:

Nødvendig bredde B_{min} (sikkerhetsfaktor $F = 3.0$):

$$B_{min} \geq \frac{6 \cdot M}{Q_v} = \frac{6 \cdot 9031}{8440} = 6.9 \text{ m}$$

Dette tilsvarer en nødvendig diameter D_{min} som er:

$$D_{min} = \sqrt{\frac{B^2 \cdot 4}{\pi}} = 7.8 \text{ m}$$

Kontroll indre stabilitet:

Vertikalt skjærbrudd:

Laster UK betongplate:

Fra tidligere:

$$D = 8 \text{ m}, B_x = B_y = 7.1 \text{ m}, B_{ox} = 3.9 \text{ m}, B_{oy} = 5.9 \text{ m}$$

$$P_H = 1731 \text{ kN}, P_v = 8440 \text{ kN}, M_y = 9031 \text{ kNm}, M_x = 5016 \text{ kNm}$$

Skjærkraft beregnes ved å betrakte antatt ugunstigste snitt. Vi ser her på et snitt ved søylen som vist i fig.4.2. Bredden på søylen er 1.6 m.

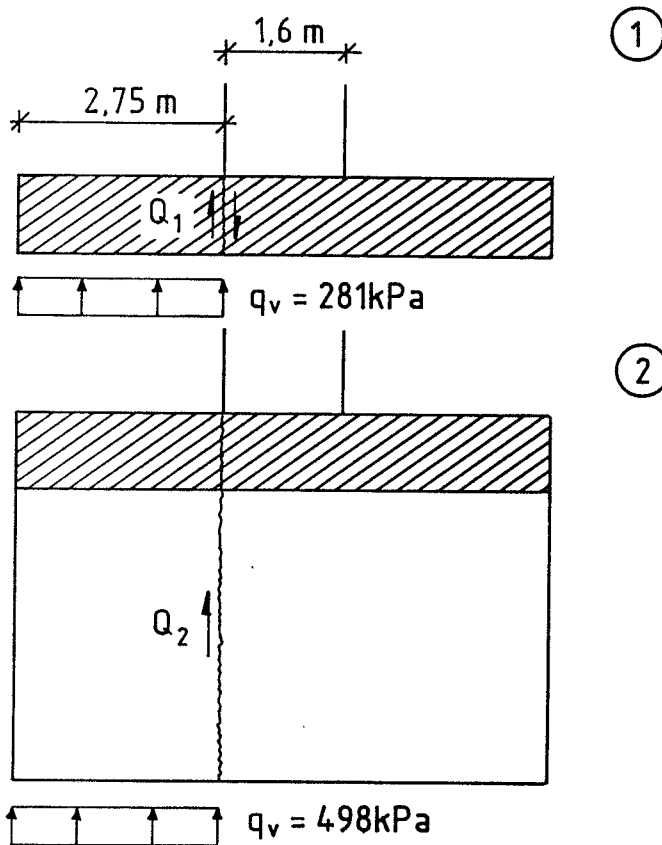


Fig.4.2. Beregning av skjærkapasitet.

Fundamentutstikket a er:

$$a = 0.5 \cdot (7.1 - 1.6) = 2.75 \text{ m}$$

UK betongplate:

$$q_v = 281 \text{ kPa}$$

$$Q_1 = q_v \cdot a \cdot B_{oy} = 281 \cdot 2.75 \cdot 5.9 = 4559 \text{ kN}$$

Redusert for egenvekt:

$$Q_{1 \text{ red}} = 4559 - 15 \cdot 1.5 \cdot 5.0 \cdot 5.9 = 3895 \text{ kN}$$

Betongfundamentets skjærstrekk- og skjærtrykkapasitet må være større enn 3895 kN.

Laster UK cellespunt:

$$P_v = 11456 \text{ kN}$$

$$M_y = 18575 \text{ kNm}$$

$$P_H = 1392 \text{ kN}$$

$$q_v = 498 \text{ kPa}$$

$$Q_2 = q_v \cdot a \cdot B_{oy} = 498 \cdot 2.75 \cdot 5.9 = 8080 \text{ kN}$$

Redusert for egenvekt:

$$Q_{2 \text{ red}} = 8080 - 15 \cdot 1.5 \cdot 3.9 \cdot 5.9 - 10 \cdot 6.0 \cdot 3.9 \cdot 5.9 = 6182 \text{ kN}$$

Spuntlåsene:

Ringstrekbelastet høyde er $H = 6.0$ m

$$Q_{staa1} = \frac{1}{2} \cdot (q_{v\ top} + q_{v\ bunn}) \cdot K \cdot \frac{B}{2} \cdot f \cdot H \cdot 2 \quad (3-20)$$

f er friksjon stål mot stål, K er jordtrykkskoeffisient
 $q_{v\ top}$ og $q_{v\ bunn}$ er vertikallast på totalt areal.
 Antar $K = K_A = 0.47$ langs ytterkant.

$$Q_{staa1} = \frac{1}{2} \cdot \frac{8440 + 11456}{7.1^2} \cdot 0.47 \cdot \frac{7.1}{2} \cdot 0.3 \cdot 6.0 \cdot 2 = 1186 \text{ kN}$$

$$Q_{fyll} = \frac{1}{2} \cdot (q_{v\ top} + q_{v\ bunn}) \cdot K \cdot B \cdot H \cdot \tan \rho \quad (3-21)$$

Antar $K = K_o = 0.64$ inne i cella, se pkt.3.7.

$$Q_{fyll} = \frac{1}{2} \cdot \frac{8440 + 11456}{7.1^2} \cdot 0.64 \cdot 7.1 \cdot 6.0 \cdot \frac{0.58}{1.5} = 2071 \text{ kN}$$

$$Q_{kap} = Q_{staa1} + Q_{fyll} = 1186 + 2071 \text{ kN} = 3257 \text{ kN}$$

$$Q_{kap} = 3257 \text{ kN} > Q_{2\ red} - Q_{1\ red} = 6182 - 3895 = 2287 \text{ kN}$$

Skjærbrudd kapasitet er tilstrekkelig.

Låsestrek:

Prøver først metode som gir verdier til usikker side.
 Regner på et ekvivalent rektangulært tverrsnitt. Verdien
 for q_v blir da litt for liten.

UK betongplate

$$q_v = 281 \text{ kPa}$$

Horisontaltrykket p_H i cella er:

$$p_H = q_v \cdot K$$

$$K = K_A = 0.47.$$

$$p_H = q_v \cdot K = 281 \cdot 0.47 = 132.1 \text{ kPa}$$

$$2 \cdot F_s = p_H \cdot L$$

$$F_s = \frac{132.1 \cdot 7.1}{2} = 469 \text{ kN/m} \quad (3-28)$$

$$\frac{3}{4} \text{ dybde under betongplate } H = 1.5 + \frac{3}{4} \cdot 6.0 = 6.0 \text{ m.}$$

$$P_v = 8440 + 2262 = 10702 \text{ kN}$$

Resulterende jordtrykk:

$$p_R = (0.64 - 0.47) \cdot 10 \cdot 6.0 = 10.2 \text{ kPa}$$

$$P_R = \frac{1}{2} \cdot p_R \cdot H \cdot B_y = \frac{1}{2} \cdot 10.2 \cdot 6.0 \cdot 7.1 = 217 \text{ kN}$$

$$M_y = 6441 + 1731 \cdot 6.0 - 217 \cdot \frac{6.0}{3} = 16393 \text{ kNm}$$

$$P_H = 1731 - 217 = 1514 \text{ kN}$$

$$B_{ox} = 7.1 - 2 \cdot \frac{16393}{10702} = 4.0 \text{ m}$$

$$M_x = 4417 + 404 \cdot 6.0 - 217 \cdot \frac{6.0}{3} = 6407 \text{ kNm}$$

$$B_{oy} = 7.1 - 2 \cdot \frac{6407}{10702} = 5.9 \text{ m}$$

$$A_o = 4.0 \cdot 5.9 = 23.6 \text{ m}^2$$

$$q_v = \frac{10702}{23.6} = 453 \text{ kPa}$$

Antar en jordtrykkskoeffisient $K = K_A = 0.47$.

$$p_H = 453 \cdot 0.47 = 213 \text{ kPa}$$

$$F_s = \frac{213 \cdot 7.1}{2} = 757 \text{ kN/m}$$

$$F_{s \text{ maks}} = \text{maks}(469, 757) = 757 \text{ kN/m}$$

Krav:

$$F_{k \text{ ap}} > 2 \cdot F_{s \text{ maks}} = 2 \cdot 757 = 1514 \text{ kN/m}$$

Spunt leveres med minimum 2500 kN/m i låsestrekkekapasitet.

Låsestrekket er så lavt ($1514 \ll 2500$) at det ikke er nødvendig med nøyaktigere beregning i dette tilfellet.

Glidning:

Hvis bæreevnen er tilfredstilt vil denne kontrollen være unødvendig hvis vi har løsmasser. Kontrollen tas med her for å vise fremgangsmåten.

$$Q_k = R \cdot \frac{\tan \varphi}{\gamma_m} = 11456 \cdot 0.38 = 4353 \text{ kN} \quad (3-4)$$

Langs bruaksen:

$$Q_h = P_H = 1392 \text{ kN}$$

$$Q_k = 4353 \text{ kN} > Q_h = 1392 \text{ kN} \quad \text{D.v.s. OK!}$$

4.2 BRU OVER LYSEFJORDEN

Dimensjonerende laster i ulykkesgrensetilstand.
(Påkjørsel av båt)

En skisse av cellespunken og opptredende krefter er vist i fig.4.3.

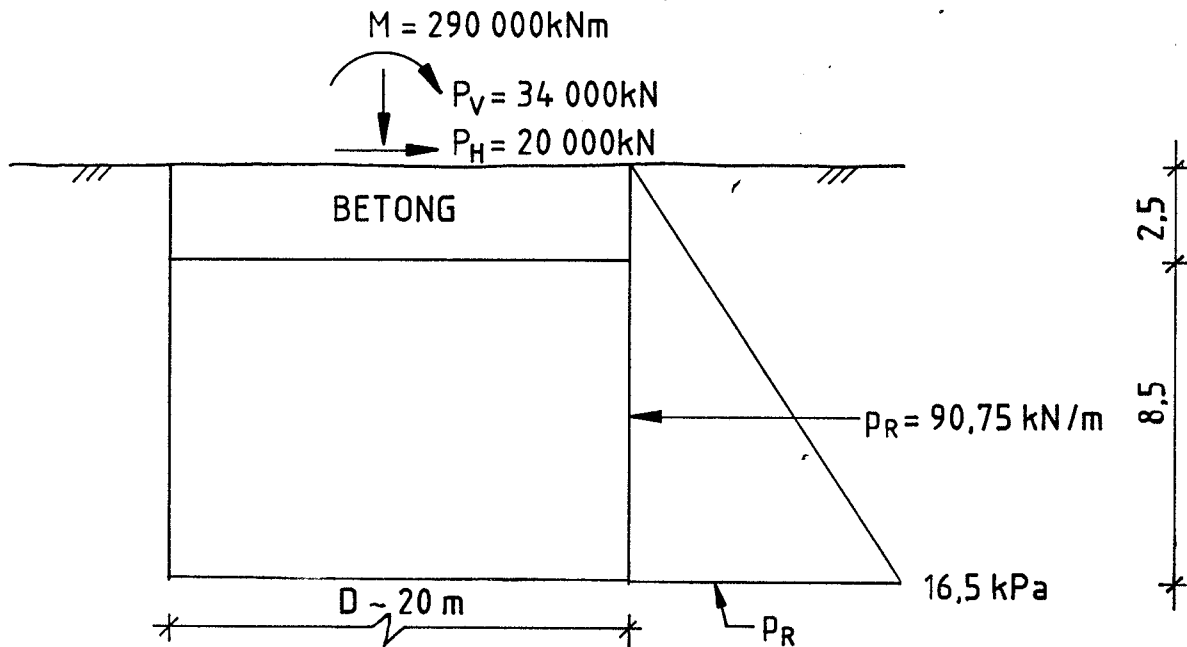


Fig.4.3. Bru over Lysefjorden.

Friksjonsvinkel	$\varphi = 33^\circ$
Attraksjon	$a = 0$
Tyngdetetthet	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Tyngdetetthet betong	$\gamma_{bet} = 24 \text{ kN/m}^3$
Materialkoeffisient	$\gamma_m = 1.1$

Betongfundamentets høyde er $H_{bet} = 2.5 \text{ m}$
 Total høyde (lengde) på cellespунк er $H = 11.0 \text{ m}$
 Høyden av fyllmasser er $H_{fyll} = 8.5 \text{ m}$

Laster ført ned OK betongplate:

$$M = 290000 \text{ kNm}$$

$$P_V = 34000 \text{ kN}$$

$$P_H = 20000 \text{ kN}$$

$$\text{Antar diameter } D = 19 \text{ m, } R = 9.5 \text{ m.}$$

Ekvivalent bredde kvadratisk tverrsnitt $B_x = B_y = 16.84$ m

Aktiv jordtrykkskoeffisient:

$$K_A = \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho} = \frac{1 - \sin 31^\circ}{1 + \sin 31^\circ} = 0.33$$

Hviletrykkskoeffisient:

$$K_o = 1 - \sin \rho = 0.48$$

Resulterende jordtrykk ved UK celledpnt:

$$p_R = (K_o - K_A) \cdot \gamma' \cdot H = (0.48 - 0.33) \cdot 10 \cdot 11 = 16.5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_R = \frac{1}{2} \cdot p_R \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 16.5 \cdot 11.0 = 90.75 \text{ kN/m}$$

Bæreevne:

$$P_v = 34000 + \pi \cdot 9.5^2 \cdot (14 \cdot 2.5 + 10 \cdot 8.5) = 68023 \text{ kPa}$$

$$P_H = 20000 - 90.75 \cdot 16.84 = 18472 \text{ kN}$$

$$M = 290000 + 20000 \cdot 11 - 90.75 \cdot 16.84 \cdot \frac{11}{3} = 504396 \text{ kNm}$$

$$B_{o_x} = 16.84 - \frac{2 \cdot 504396}{68023} = 2.01 \text{ m}$$

$$A_o = B_{o_x} \cdot B_y = 2.01 \cdot 16.84 = 33.85 \text{ m}^2$$

$$q_v = \frac{68023}{33.85} = 2010 \text{ kPa}$$

$$\tau_H = \frac{18472}{33.85} = 545 \text{ kPa}$$

$$r_b = \frac{545}{(2010 + 10) \cdot 0.71} = 0.38$$

$$r_b = 0.38 \text{ og } \tan \rho = 0.71 \text{ gir } N_q = 18 \text{ og } N_\gamma = 20$$

$$\sigma_v' = 18 \cdot (110 + 10) + 0.5 \cdot 20 \cdot 10 \cdot 2.01 - 10 = 2351 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v' = 2351 \text{ kPa} > q_v' = 2010 \text{ kPa}$$

Velting:

Elastisk spenningskontroll, ekvivalent bredde B.

$$B_{min} = \frac{6 \cdot M}{Q_v} = \frac{6 \cdot 504396}{68023} = 44.5 \text{ m}$$

Tilsvareer en diameter $D = 50.2$ m !!

Bæreevne for fundament:

Kontroll av diameter som må til for at betongplaten skal bære alene. Denne kontrollen utføres fordi kontroll for velting ga urimelig høy verdi for diameteren D. Hvis

fundamentet ikke har stor nok bæreevne kan ikke celledspunt brukes i dette tilfellet.

Antar diameter $D = 24$ m

$$P_H = 20000 \text{ kN}$$

$$P_v = 34000 + 452.4 \cdot 14 \cdot 2.5 = 49834 \text{ kN}$$

$$M = 340000 \text{ kNm}$$

$$B_{ox} = 21.27 - 2 \cdot \frac{340000}{49834} = 7.6 \text{ m}$$

$$A_o = B_{ox} \cdot B_{oy} = 7.62 \cdot 21.27 = 162.1 \text{ m}^2$$

$$q_v = \frac{49834}{162.1} = 307.4 \text{ kPa}$$

$$\tau_H = \frac{20000}{162.1} = 123.4 \text{ kPa}$$

$$r_b = \frac{123.4}{307.4 \cdot 0.59} = 0.68$$

$$N_q = 7.3 \text{ og } N_\gamma = 3.2$$

$$\sigma_v' = 7.3 \cdot 2.5 \cdot 10 + 0.5 \cdot 3.2 \cdot 10 \cdot 7.62 = 304.4 \text{ kPa}$$

$$\sigma_v' = 304.4 \text{ kPa} \approx q_v' = 307.4 \text{ kPa}$$

Dersom $D = 24$ m vil bæreevnen holde selv om ringstrekket en gang skulle opphøre. Bruker derfor celledspunten som erosjonssikring.

Setninger:

Sum setninger under celledspunt er 7 cm. Fremgangsmåte vist i pkt.4.1.

KONTROLL INDRE STABILITET:

Skjærbrudd langs vertikalt plan:

UK betongplate:

Fra bæreevne beregninger.

$$B_{ox} = 7.62 \text{ m}, \quad q_v = 307.4 \text{ kPa}, \quad P_v = 49834 \text{ kN}$$

UK celledspunt:

$$P_H = 20000 \text{ kN}$$

$$P_v = 49834 + 8.5 \cdot 452.4 \cdot 10 = 88288 \text{ kN}$$

$$M = 290000 + 20000 \cdot 11 = 510000 \text{ kNm}$$

$$B_{o_x} = 21.27 - 2 \cdot \frac{510000}{88288} = 9.72 \text{ m}$$

$$A_o = 207 \text{ m}^2$$

$$q_v = 427 \text{ kPa}, \quad \tau_H = 96.6 \text{ kPa}$$

Skjærkraften kan regnes opptatt over $B_y = 21.3 \text{ m}$

Skjærkraft i snitt inntil søylen ved UK betongplate og UK cellespunt.

Fundamentutstikket a er større enn effektiv bredde B_{o_x} . Dvs. trykket q_v virker over hele det effektive arealet.

$$Q_1 = q_{v_1} \cdot A_{o_1} = 307.4 \cdot 162 = 49800 \text{ kN}$$

$$Q_2 = q_{v_2} \cdot A_{o_2} = 427 \cdot 207 = 88400 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft redusert for egenvekt:

$$Q_{1 \text{ red}} = 49800 - 14 \cdot 2.5 \cdot 7.62 \cdot 21.27 = 44127 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} Q_{2 \text{ red}} &= 88400 - 14 \cdot 2.5 \cdot 9.72 \cdot 21.27 - 10 \cdot 8.5 \cdot 9.72 \cdot 21.27 \\ &= 63590 \text{ kN} \end{aligned}$$

Betongen må ha en skjærstrekk- og en skjærtrykkapasitet som er større enn 44127 kN.

Jorden alene må ta:

$$Q_{\text{kap}} = Q_{2 \text{ red}} - Q_{1 \text{ red}} = 63590 - 44127 = 19460 \text{ kN}$$

Skjærkraften taes opp av jord og friksjon i 2 spuntlåser.

Spuntlåsenes opptak av skjærkraft:

$$H = 8.5 \text{ m høyde (ringstrekkbelastet høyde)}$$

Regner q_v ut i fra kun vertikallast. dvs. vertikallast fordelt på hele cellearealet.

$$q_{v \text{ topp}} = \frac{49834}{21.3^2} = 110 \text{ kPa}$$

$$q_{v \text{ bunn}} = \frac{88288}{21.3^2} = 195 \text{ kPa}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{staa1}} &= \frac{1}{2} \cdot (q_{v \text{ topp}} + q_{v \text{ bunn}}) \cdot K \cdot \frac{B}{2} \cdot f \cdot H \cdot 2 \quad (3-20) \\ &= \frac{110 + 195}{2} \cdot 0.33 \cdot \frac{21.7}{2} \cdot 0.3 \cdot 8.5 \cdot 2 = 2785 \text{ kN} \end{aligned}$$

Skjærkapasitet for fyllmassene:

$$Q_{fyll} = \frac{1}{2} \cdot (q_{v \text{ topp}} + q_{v \text{ bunn}}) \cdot K \cdot B \cdot H \cdot \tan \rho \quad (3-21)$$

$$= \frac{110 + 195}{2} \cdot 0.48 \cdot 21.7 \cdot 8.5 \cdot \frac{0.73}{1.1} = 8957 \text{ kN}$$

$$Q_{kap} = Q_{staa1} + Q_{fyll} = 2785 + 8957 = 11742 \text{ kN}$$

$$Q_{kap} = 11742 \text{ kN} < Q_d = 19460 \text{ kN}$$

Skjærbrudd langs vertikale plan bør kunne hindres, evt ved å lage pilaren større enn $21.3 - 2 \cdot 9.72 = 1.9 \text{ m}$.

Bliir ikke noe problem pga. at pilaren vil bli langt større enn 1.9 m bred.

Låsestrekk:

Regner med sirkulært areal. Fremgangsmåten for beregning av effektivt sirkulært areal er vist i vedlegg C.

UK betongplate:

$$A_o = 151.5 \text{ m}^2$$

$$q_v = \frac{49834}{151.5} = 329 \text{ kPa}$$

$$p_H = q_v \cdot K = 329 \cdot 0.33 = 108.6 \text{ kPa}$$

$$2 \cdot F_s \cdot \sin \alpha = p_H \cdot k$$

k er angitt på fig.4.4.

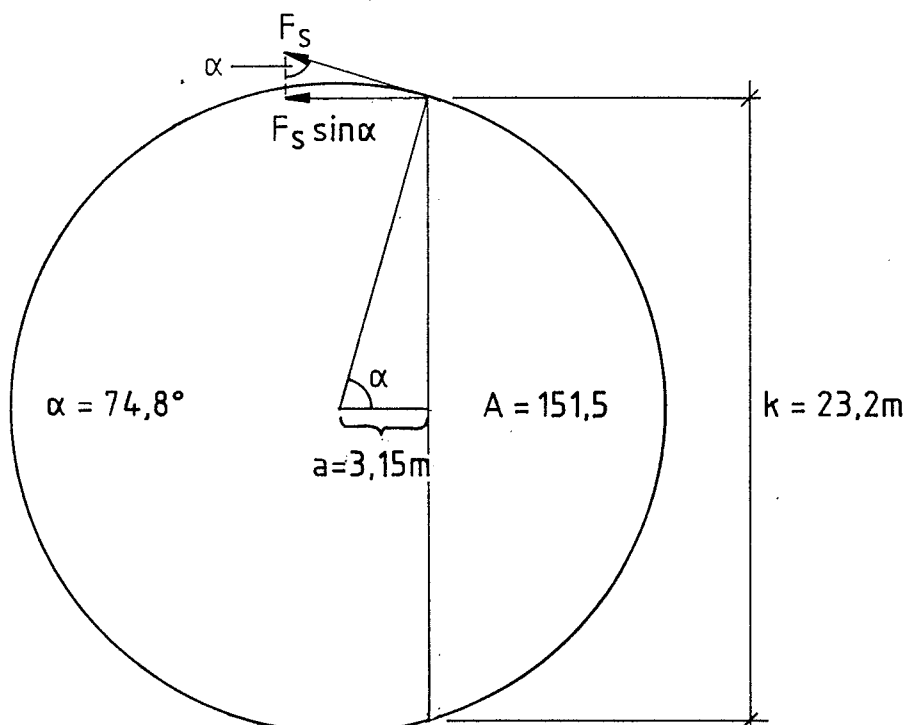


Fig.4.4. Kontroll for låsestrekk

$$F_s = \frac{108.6 \cdot 23.2}{2 \cdot 0.965} = 1306 \text{ kN/m}$$

Låsestrekk i 3/4 dybde under UK betongplate, antatt mest belastet nivå for låsestrekk:

Regner på sirkulært areal ($D = 24 \text{ m}$, $A = 452.4 \text{ m}^2$):

$$P_H = 20000 \text{ kN}$$

$$P_v = 49834 + 452.4 \cdot (0.75 \cdot 8.5) \cdot 10 = 78674 \text{ kN}$$

$$M = 20000 \cdot (17 + 0.75 \cdot 8.5) = 467500 \text{ kNm}$$

Finner et ekvivalent sirkulært areal (fremgangsmåte er vist i vedlegg C):

$$A_o = 188.9 \text{ m}^2$$

$$q_v = \frac{78674}{188.9} = 416.5 \text{ kPa}$$

$$P_H = q_v \cdot K = 416.5 \cdot 0.33 = 137.4 \text{ kPa}$$

Opptredende strekk F_s :

$$F_s = \frac{137.4 \cdot 23.8}{2 \cdot \sin 82.5^\circ} = 1649 \text{ kN/m}$$

Normalt forlanges det at spunten skal ha låser med strekk-kapasitet 2.0 ganger beregningsmessig opptredende strekk (bruddgrensetilstand). Dette er ulykkesgrensetilstand og faktoren kan muligens reduseres noe. En må imidlertid ikke glemme at korrosjon kan redusere låsestrekk-kapasiteten.

Det forlanges spunt med strekk-kapasitet på F_s :

$$F_s = 1649 \cdot 2.0 = 3298 \text{ kN/m}$$

5. KORROSJON

En lang rekke vitale konstruksjonstyper ligger nedgravd i bakken og er derved utsatt for de spesielle korrosjonsforhold som gjelder for metalliske materialer i jord.

5.1 KORROSIVITET I ULIKE JORDARTER

I utgangspunktet kan man forebygge korrosjon på ulike måter, avhengig av korrosjonsårsak, praktiske forhold og fremfor alt økonomi i den foreliggende situasjon.

Det er meget stor forskjell på korrosiviteten i urørt, homogen jord og i jord hvor det er gravd, tilbakefylt eller andre forhold har skapt inhomogene masser, se fig.5.1.

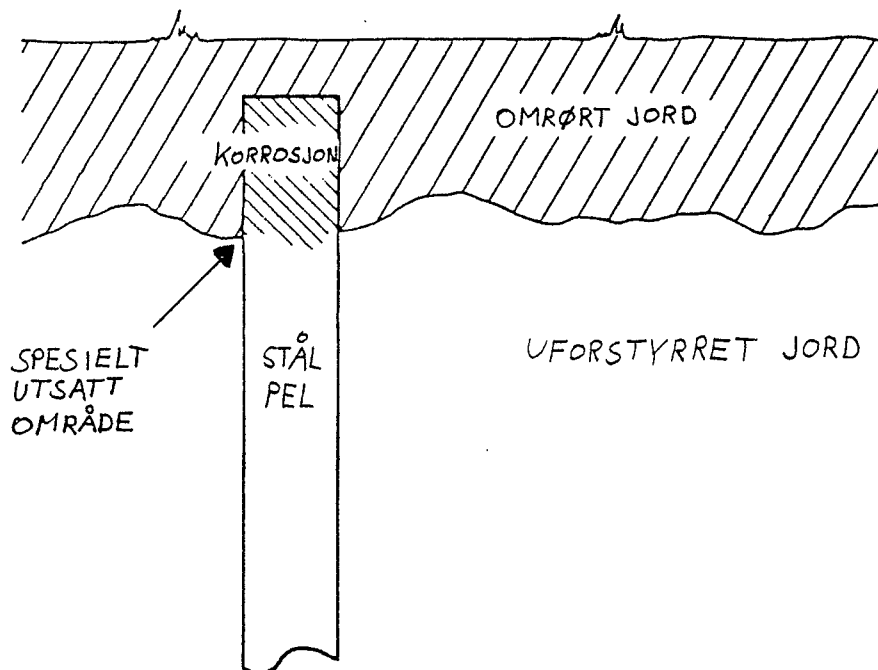


Fig.5.1 Korrosjon av stål i inhomogene masser.

5.2 BESKYTTELSE MOT KORROSJON

Ved planlegging av et anlegg i jord er det meget viktig at behovet for tiltak mot korrosjon vurderes på et tidlig stadium. Dermed kan de nødvendige målinger og analyser foretas og korrosiviteten i det aktuelle jordsmonn vurderes. De tiltak som kan gjøres er bl.a:

- Katodisk beskyttelse
- Organiske belegg
- Metalliske belegg

- Korrosjonstillegg
- Spesielle tilbakefyllinger
- Elektrisk drenering

I situasjoner med cellespunt, vil man ofte ha neddykket cellespunt i ferskvann eller sjøvann.

Katodisk beskyttelse med en kombinasjon av offeranoder og påtrykt strøm er et alternativ ved stor og meget stor korrosivitet. Prisen er sterkt avhengig av lokale forhold, anslagsvis kr. 150 til 300 pr. m² beskyttet flate.

Organiske belegg (tjære/epoksy-malinger, kulltjære/asfaltprodukter, polyuretaner og tjærepolyuretaner) må brukes med forsiktighet på spunt som skal rammes ned i bakken. Muligheten for sår i belegget er meget stor og betydningen av eventuell korrosjon i riper må avklares på forhånd.

Ved vurdering av forsinket spunt (metallisk belegg) er det viktig å være klar over at effektiviteten av forsinkingen blir mindre hvis pH er lavere enn pH = 6 eller høyere enn pH = 8.

Bruk av korrosjonstillegg (overdimensjonering) er vanligvis ofte brukt ved spunt. Ved bruk av cellespunt er det selve spuntlåsene som er mest kritisk for konstruksjonen. Korrosjon i spuntlåsen må derfor begrenses til et minimum.

5.3 KORROSJON PÅ CELLESPUNT

Fra (7).

Korrosjon på cellespunt er meget avhengig av de ytre forutsetningene. Noen eksempler er:

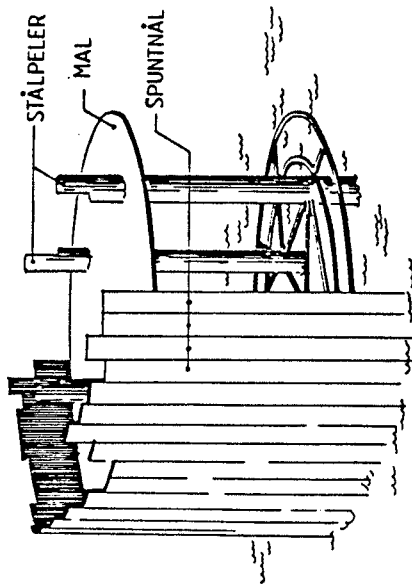
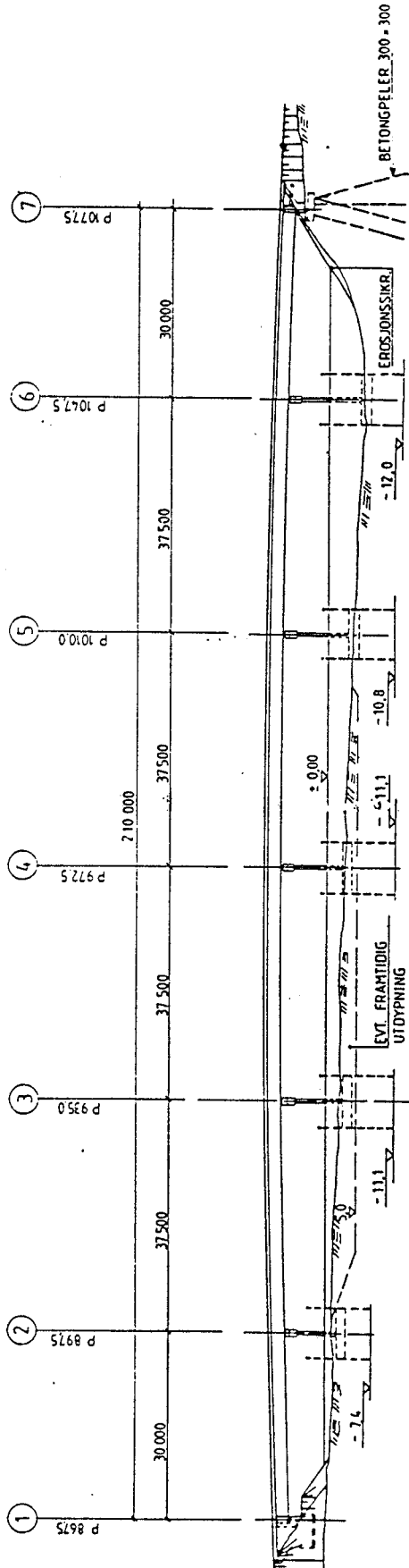
- Spunt i tidevannssonen vil bli utsatt for meget korrosive omgivelser.
- Båter med kraftige propeller hvirvler opp vannet slik at begynnende korrosjon blir vasket vekk til enhver tid. Oksygenholdig vann innpiskes på hele den eksponerte spuntoverflate.

Påtrykt strøm og offeranoder betinger at stålet er permanent neddykket i elektrolytten, dvs. vann. Effekten vil derfor være tvilsom i tidevannssonen eller i sprutsonen over vann. Det har i tillegg vist seg at det ofte er problemer med oppfølgingen.

6. LITTERATURLISTE

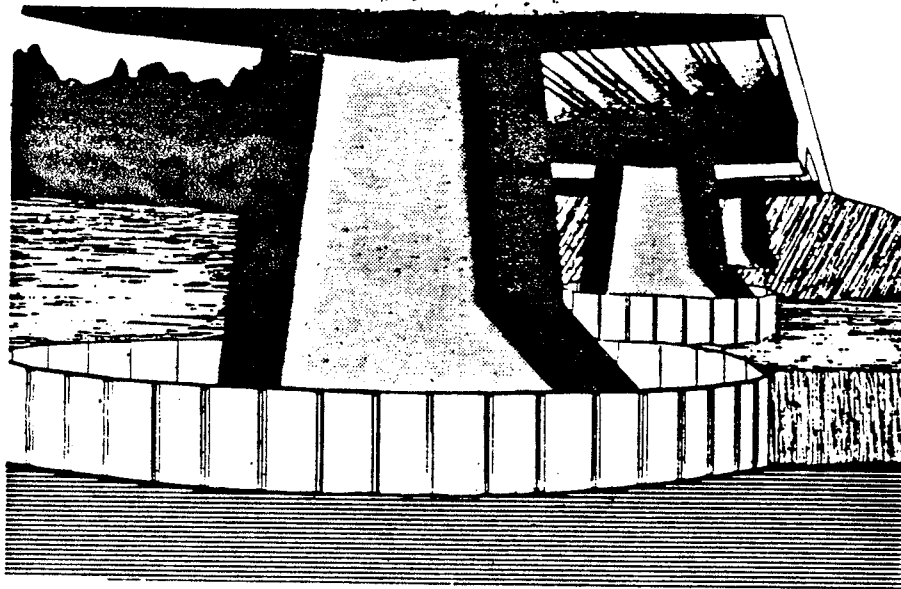
1. Vegkontoret i Nordland En kort orientering om fundamentering av Øya bru ved Mosjøen, på cellespunt.
Laboratorierapport nr. 5
1987
2. Veglaboratoriet Håndbok-016
Geoteknikk i vegbygging
2 utg. 1992
3. Lacroix, Y.
Esrig, M.I.
Luscher, U. Design, construction and performance of cellular cofferdams.
Specialty conference on Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth-Retaining Structures
American Society of Civil Engineers
1970
4. Aas, G. Massivkaier
Dimensjonering av cellespuntaier
NIF-kurs 1980
5. British Steel Corporation BSC General Steels
Piling Handbook
Fifth edition 1986
6. Roti, D.
Jensen, H.P. Nytenking ga 30 % billigere bru
Teknisk Ukeblad nr. 3/86
7. Jensen, H.P. Korrosjon på spunt og peler
Beskyttelsesmetoder
Innsamling av erfaringer
Notat
8903.6 28.03.1989
8. Schroeder, W.L. Cellular Sheetpile Bulkheads
1990 Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures
American Society of Civil Engineers
1990
9. British Steel Steel Piling Products
Pub. No. P104 Feb 90.
10. ARBED Steel Sheet Piles
Metric Units edition 1986

VEDLEGG A

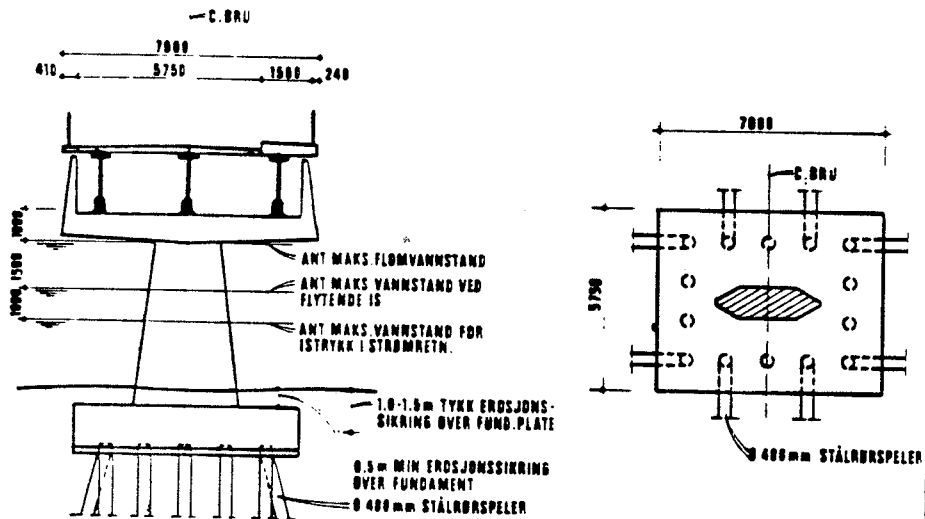


MAL FOR SPUNTCELLE

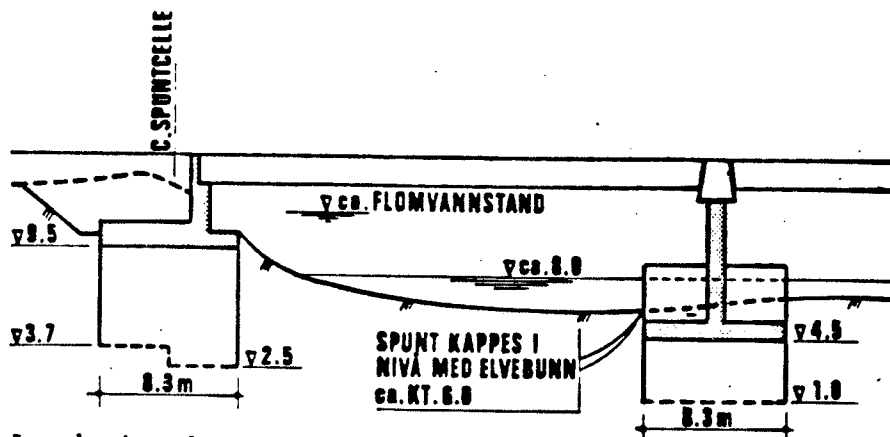
VEDLEGG B



Spunten beskyttet fundamentene mot erosjon, og var selv sikret mot korrosjon ved offeranoder. Cellediameteren er 8,3 m.



Pilarfundamentets utforming i forprosjektfasen. Pelehodet fikk dimensjonene 5,75 x 7,0 m. De 8 skråpelenes helling er 4:1. Det er nødvendig med spunt ved utførelsen av fundamentet.



Lengdesnitt av bru med pilarer og landkar fundamentert på cellespunt.

VEDLEGG C

BEREGNING AV EFFEKTIVT SIRKULÆRT AREAL:

Fremgangsmåten vises ved å beregne effektivt sirkulært areal for cellespunken i pkt.4.2. Følgende er dermed gitt for UK betongplate:

$$M = 340000 \text{ kNm}$$

$$P_v = 49834 \text{ kN}$$

Eksentrisiteten x_{o1} blir da:

$$x_{o1} = \frac{M}{P_v} = \frac{340000}{49834} = 6.82 \text{ m} \quad (\text{C-1})$$

Tankegangen blir da at det effektive sirkulære arealet skal ha samme eksentrisitet som et effektivt kvadratisk areal ville ha hatt. I fig. C.1. er alle betegnelser definert:

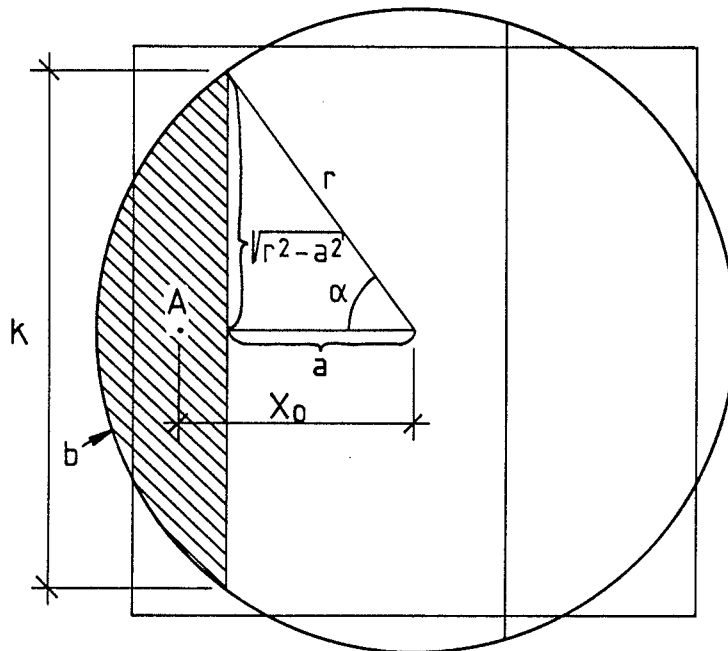


Fig.C.1. Effektivt sirkulært areal.

Av figuren finnes følgende:

$$\alpha = \cos^{-1} \frac{a}{r} \quad (\text{C-2})$$

$$b = 2\pi r \cdot \frac{2\alpha}{360} = \frac{\pi r \alpha}{90} \quad (\alpha \text{ i grader}) \quad (\text{C-3})$$

$$k = 2 \sqrt{r^2 - a^2} \quad (\text{C-4})$$

$$x_{o2} = \frac{k^3}{6 \cdot b \cdot r - 6 \cdot k \cdot a} \quad (\text{C-5})$$

$$A = \frac{1}{2} (b \cdot r - k \cdot a) \quad (C-6)$$

Framgangsmåten blir som følger:

1. Prøv en verdi for a
2. Regn ut α , b, og k.
3. Beregn x_{o2}
4. Gjenta pkt. 1 til 3 med en ny a-verdi.
5. I et koordinatsystem avsetter man a langs abscisseaksen og x_o langs ordinat-aksen. Man finner grafisk den a-verdien der x_{o1} og x_{o2} er like og A kan dermed beregnes.

Tabell C.1. Utrekning av α , b, k, A og x_{o2} .

a	α	b	k	A	x_{o2}	$x_{o1} = \frac{M}{P_v}$
3.0	75.5	31.6	23.2	155.0	6.75	6.82
3.5	73.0	30.6	23.0	143.4	7.03	6.82
3.15	74.8	31.3	23.2	151.5	6.83	6.82

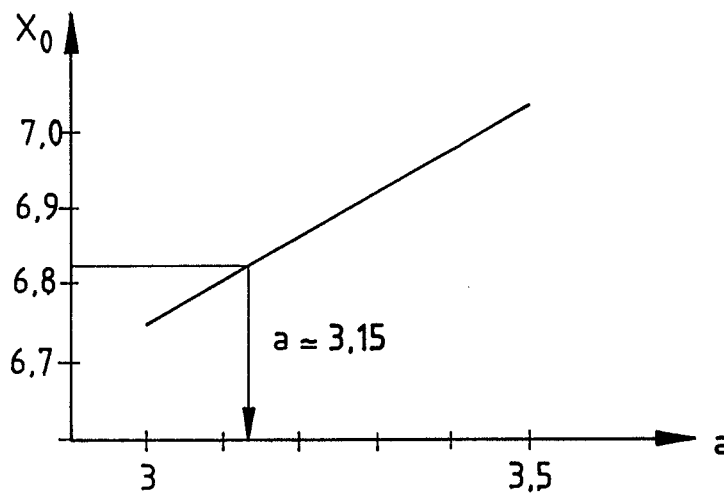


Fig.C.2. Verdien for a finnes ved grafisk fremstilling

Ekvivalent sirkulært areal for dette eksempelet

$$A_{o \text{ sirk}} = 151.5 \text{ m}^2$$

Tilsvarende kvadratisk tilnærming

$$A_{o \text{ kvad}} = 162.1 \text{ m}^2$$

Forskjellen er betydelig mellom $A_{o \text{ sirk}}$ og $A_{o \text{ kvad}}$ for dette tilfellet.