

Brukerhåndbok

BtSnitt

Versjon 6.1.1 august 2010

Programmet er utarbeidet og eiet av:

Sivilingeniør Ove Sletten
Saturnveien 2B
7036 Trondheim

Tlf. 73968153

© Copyright 1996-2009 Ove Sletten

Innhold

| | |
|---|-----------|
| 1. FØR DU STARTER..... | 5 |
| 1.1 Minimum systemkrav | 5 |
| 1.2 Installasjon av programmet fra internett..... | 5 |
| 1.3 Nye versjoner av programmet..... | 5 |
| 2. PROGRAMOVERSIKT | 6 |
| 2.1 Hva kan programmet brukes til..... | 6 |
| 2.2 Aksesystem og fortegneregler | 6 |
| 2.3 Hvordan flytte markøren på skjermen..... | 6 |
| 2.4 Hente og lagre datafiler | 6 |
| 2.5 Standard materialdata | 6 |
| 2.6 Standard armeringsdata | 7 |
| 2.7 Standard utskriftsfont..... | 7 |
| 2.8 Standard datafiler | 7 |
| 3. FORKLARING AV 1. SKJERMBILDE | 8 |
| 3.1 Menylinjen | 8 |
| 3.2 Kommandoer for inndata | 8 |
| 4. FORKLARING AV DATAGRUPPENE..... | 9 |
| 4.1 Tverrsnittdata..... | 9 |
| 4.2 Armeringsdata / Spennarmeringsdata | 9 |
| 4.3 Materialdata | 10 |
| 4.4 Snittkrefter..... | 10 |
| 4.4.1 Momenter og aksialkrefter..... | 10 |
| 4.4.2 Skjærkrefter | 10 |
| 4.4.3 Langtidsandel av nyttelast..... | 10 |
| 4.4.4 Lastfaktorer | 11 |
| 4.5 Spennkrefter | 11 |
| 4.6 Knekningsdata | 11 |
| 4.7 MN-diagram | 11 |
| 4.8 Konsolldata | 11 |
| 4.9 Gjennomlokking | 12 |
| 4.10 Søylefundament | 12 |
| 4.11 Veggbankett | 12 |
| 4.12 Lastdata for søylefundament eller veggbankett..... | 12 |
| 4.13 Jorddata for søylefundament eller veggbankett | 13 |
| 4.14 Støttemur | 13 |
| 4.15 Kjellervegg | 13 |
| 4.16 Vegg | 13 |
| 4.17 Søyle 1-3 etasjer | 14 |
| 5. BEREGNINGRESULTATER | 15 |
| 5.1 Momentkontroll: | 15 |
| 5.1.1 Bjelke- eller dekketverrsnitt med spennarmering | 15 |
| 5.1.2 Bjelke eller dekketverrsnitt uten spennarmering..... | 16 |
| 5.1.3 Søyleverrsnitt med spennarmering | 16 |
| 5.1.4 Søyleverrsnitt uten spennarmering | 16 |
| 5.2 Skjærkontroll..... | 17 |
| 5.3 Risskontroll | 17 |
| 5.3.1 Risskontroll for bjelke- og dekketverrsnitt | 17 |
| 5.3.2 Risskontroll for søyleverrsnitt | 17 |
| 5.4 MN-diagram | 18 |

| | | |
|-------------|--|-----------|
| 5.5 | Konsollberegning | 18 |
| 5.6 | Gjennomlokking | 18 |
| 5.7 | Søylefundament | 18 |
| 5.8 | Veggbankett | 18 |
| 5.9 | Støttemur | 19 |
| 5.10 | Kjellervegg | 19 |
| 5.11 | Vegg | 19 |
| 5.12 | Søyle 1-3 etasjer | 19 |
| | | |
| 6. | TEORI | 20 |
| 6.1 | Kontroll av oppspenningstilstand | 20 |
| 6.2 | Beregning av svinn og kryptall | 20 |
| 6.3 | Relaksasjon | 20 |
| 6.4 | Momentkontroll i bruddgrensetilstand | 20 |
| 6.4.1 | Bjelke eller dekketverrsnitt | 21 |
| 6.4.2 | Søyletverrsnitt | 21 |
| 6.5 | Beregning av tilleggsmoment | 22 |
| 6.6 | Skjærkontroll i bruddgrensetilstand | 22 |
| 6.7 | Risskontroll | 22 |
| 6.7.1 | Bjelke eller dekketverrsnitt | 23 |
| 6.7.2 | Søyletverrsnitt | 23 |
| 6.8 | Konsollberegning | 23 |
| 6.9 | Gjennomlokking | 24 |
| 6.10 | Bæreevne for jord | 25 |
| 6.10.1 | Bæreevne for leire eller siltholdig leire | 25 |
| 6.10.2 | Bæreevne for sand, grus, sprengstein og silt | 25 |
| 6.11 | Beregning av søylefundament | 26 |
| 6.11.1 | Dimensjonerende snittkrefter | 26 |
| 6.11.2 | Momentkontroll | 28 |
| 6.11.3 | Skjærkontroll | 29 |
| 6.11.4 | Risskontroll | 29 |
| 6.11.5 | Minimumsarmering og armeringsplassering | 29 |
| 6.11.6 | Skjøtarmering til søyle | 29 |
| 6.11.7 | Overført grunntrykk | 30 |
| 6.12 | Beregning av veggfundament | 30 |
| 6.12.1 | Dimensjonerende snittkrefter | 30 |
| 6.12.2 | Momentkontroll | 30 |
| 6.12.3 | Skjærkontroll | 30 |
| 6.12.4 | Risskontroll | 30 |
| 6.12.5 | Minimumsarmering og armeringsplassering | 30 |
| 6.12.6 | Skjøtarmering til vegg | 30 |
| 6.12.7 | Overført grunntrykk | 31 |
| 6.13 | Beregning av støttemur | 31 |
| 6.13.1 | Dimensjonerende krefter | 31 |
| 6.13.2 | Stabilitetskontroll | 33 |
| 6.13.3 | Dimensjonerende snittkrefter | 34 |
| 6.13.4 | Momentkontroll | 35 |
| 6.13.5 | Armering mot voute | 35 |
| 6.13.6 | Minimumsarmering | 35 |
| 6.13.7 | Skjærkontroll | 36 |
| 6.13.8 | Risskontroll | 36 |
| 6.13.9 | Utbøyning | 36 |
| 6.14 | Beregning av kjellervegg | 36 |
| 6.14.1 | Statikkmodell | 37 |
| 6.14.2 | Dimensjonerende krefter | 37 |
| 6.14.3 | Momentkontroll | 38 |
| 6.14.4 | Skjærkontroll | 38 |
| 6.14.5 | Risskontroll | 38 |

| | | |
|-------------|--|-----------|
| 6.14.6 | Utbøyning..... | 39 |
| 6.15 | Beregning av vegg..... | 39 |
| 6.15.1 | Statikkmodell | 39 |
| 6.15.2 | Dimensjonerende krefter | 39 |
| 6.15.3 | Momentkontroll..... | 41 |
| 6.15.4 | Skjærkontroll..... | 41 |
| 6.15.5 | Risskontroll | 42 |
| 6.16 | Beregning av søyle, 1-3 etasjer. | 42 |
| 6.16.1 | Statikkmodell | 42 |
| 6.16.2 | Dimensjonerende krefter | 42 |
| 6.16.3 | Momentkontroll..... | 44 |
| 6.16.4 | Skjærkontroll..... | 44 |
| 6.16.5 | Risskontroll | 44 |
| 7. | PROGRAMREVISJONER..... | 45 |
| 8. | REFERANSER..... | 45 |

1. Før du starter

1.1 Minimum systemkrav

- Microsoft Windows 95 eller nyere.

1.2 Installasjon av programmet fra internett.

Ved installasjon på ny datamaskin må du først laste ned systemfilene som programmet bruker:

- <http://www.ove-sletten.no/SetupNyPC.exe> velg lagre på din PC, f.eks. til Skrivebordet. Dobbelklikk på filen du har lastet ned for å starte installasjonen og følg instruksjonene på skjermen. NB ! Ingen programmer blir installert, kun snarveier og systemfiler.

Etter at du har installert systemfilene må du legge inn programfilen: BTSNITT.EXE.

Du kan motta filen som:

- Alt. 1 : Som vedlegg i e-post. Btsnitt.exe blir da pakket som en zip-fil og gitt ett navn med endelsen *.zzz. Klikk på vedlegget og velg ”lagre som”, endre endelsen på filnavnet fra zzz til zip. Deretter pakker du ut filen og legger den på riktig mappe, vanligvis C:\Programfiler\OS-Prog\ eller C:\Programfiler (x86)\OS-Prog\ for Windows 7.
- Alt. 2 : Som link i e-post. Du klikker på linken og velger å lagre programmet til din PC, f.eks. til Skrivebordet. Programmet du laster ned er av typen RAR-EXE og for å pakke ut filen må du skrive inn ett passord. Passordet blir oppgitt i e-posten.

1.3 Nye versjoner av programmet

Oppgraderte programmer sendes med epost.

Programfilen BTSNITT.EXE sendes som vedlegg og er pakket som en zip-fil. Alternativt kan den sendes som link dersom ditt epostfilter ikke tillater at programmet sendes som et vedlegg.

Pakk ut filen og erstatt den med den gamle BTSNITT.EXE filen som ligger på mappen:

C:\PROGRAMFILER\OS-Prog
(eller C:\PROGRAM FILES\OS-Prog hvis du benytter engelsk versjon).

WINZIP kan brukes til å pakke ut filen. Åpne zip-filen og klikk på knappen:"Extract" i winzip.

2. Programoversikt

2.1 Hva kan programmet brukes til

BtSNITT er et program for tverrsnittskontroll av betongtverrsnitt. En kan velge mellom 8 typiske tverrsnittsformer samt vilkårlig tverrsnitt. Det kan brukes til bjelke, dekke eller søyletverrsnitt. Det er mulighet for bruk av slakkarmering, spennarmering eller begge deler. For søyletverrsnitt får en kontrollert tverrsnittet med bøyning om både Y og Z-aksen, untatt sirkulært tverrsnitt som bare har bøyning om Y-aksen. En kan få tegnet MN-diagram.

Programmet inneholder også følgende spesialprogrammer.

| | | |
|------------------|-------------------------|----------------|
| Konsollberegning | Gjennomlokkingskontroll | Søylefundament |
| Veggbankett | Støttemur | Kjellervegg |
| Vegg | Søyle,1-3 etasjer | |

2.2 Aksesystem og fortegneregler

Z
|____Y__

Programmet benytter et høyrehånds aksesystem, som vist ovenfor, og med X-aksen ut fra papirplanet

Positive moment og kraftvektorer peker i akseretningene. Se detaljert forklaring under datagruppe "Snittkrefter" s.10.

2.3 Hvordan flytte markøren på skjermen.

↓↑ Ved hjelp av piltastene kan du flytte markøren mellom datafeltene.

- Ved hjelp av TAB eller SHIFT + TAB kan du flytte markøren til alle datafelter, kommandoknapper og valg eller avkryssningsknapper.
- Du kan plassere musepeker på alle datafelter, kommandoknapper og valg eller avkryssningsknapper, og trykke venstre museknapp.
- Du kan trykke en kommandoknapp ved å trykke ALT + BOKSTAV. BOKSTAV er da den bokstav som er understreket i teksten på kommandoknappen (f.eks. A i Avbryt)

2.4 Hente og lagre datafiler

På det 1. skjermbildet kan en hente og lagre data under menyvalget FIL. Velg ÅPNE for å hente en en datafil, og LAGRE for å lagre en datafil. På skjermbildet for utskrift kan en også lagre data ved å trykke på kommandoknapp for LAGRE DATA. Her kan en også kontrollere at fila er lagret før en skriver ut. På utskriften vil det da stå navnet på datafila, øverst på 1. side.

Ved kjøring av spesialprogrammene (konsoll, gjennomlokking,etc), skal knappen LAGRE på det aktuelle skjermbildet brukes. Programmet vil da automatisk kjenne igjen typen datafil (f.eks. søylefundament), og gå til det aktuelle skjermbildet når en slik datafil blir åpnet.

2.5 Standard materialdata

På skjermbildet for MATERIALDATA, er det en kommandoknapp for å lagre standard materialdata. Det datasettet som du da lagrer vil bli benyttet som ditt standard datasett ved senere kjøring.

2.6 Standard armeringsdata

På skjermbildet for GENERELLE ARMERINGSDATA FOR BJELKE eller DEKKE, er det en kommandoknapp for å lagre standard armeringsdata. De verdiene som da er angitt for armeringsoverdekning, minste avstand mellom armeringsstenger, og minste avstand mellom armeringslag, vil bli benyttet som standardverdier. Det kommer også opp et eget skjermbilde for å angi standard armeringsdiametre. Det datsettet som du da lagrer vil bli benyttet som ditt standard datasett ved senere kjøring.

2.7 Standard utskriftsfont

På skjermbildet for utskrift er det en kommandoknapp for å lagre standard utskriftsfont. Den font som du da lagrer vil bli benyttet som din standard utskriftsfont ved senere kjøring.

2.8 Standard datafiler

Du kan lagre datafiler med standard tverrsnittsformer (f.eks. SIB, IB, DT ,huldekke) på en egen katalog. Du kan da også lagre standard materialdata og typisk armering på samme fila. Når du skal kjøre en beregning, så kan du hente opp en standard datafil, legge inn de aktuelle snittkrefter og tilpasse armeringen, og evt justere tverrsnittdata.

3. Forklaring av 1. skjermbilde

3.1 Menylinjen

- Fil. Under denne kan du hente eller lagre datasett, eller avslutte programmet
- Beregning. Du må trykke på denne for å starte en beregning.
- De øvrige menyvalg har samme funksjoner som kommandoknappene nedenfor. En kan velge mellom bruk av kommandoknapper eller menyer.

3.2 Kommandoer for inndata

Tverrsnitt Først må du velge riktig tverrsnitttype. Velg en av standardtypene (Rektangel, ...) eller velg "Vilkårlig" hvis ingen av standardtypene passer.

Armering Først må du velge riktig elementtype, da databildet for armering ser forskjellig ut for Bjelke, Søyle og Dekke. Programmet godtar ikke alle kombinasjoner av tverrsnitt og elementtype, og det kommer en feilmelding på skjermen hvis kombinasjonen ikke er godtatt.

Spennarm Ved å trykke på denne knappen velger du å gi inn spennarmering. Se også forklaring av Armering ovenfor.

Material Ved å trykke på denne knappen får du gitt inn betongkvalitet, stålqualität osv.

Snittkrefter Gi inn antall lasttilfeller, snittkrefter og lastfaktorer for hvert lasttilfelle.

Spennkrefter Gi inn oppspenningskraft i spennkabler, og eventuell egenvektsmoment ved oppspenning (bjelke el. dekke)

Knekkdata Gi inn knekk lengde i y-retning og z-retning, langtidsandel av aksiallast (for MN-diagrammer). Minste-eksentrisitet kan være på eller av.

MN-diagram Du kan lage MN-diagram for utbøyning i z-retning eller y-retning. Momentet kan være positivt eller negativt.

x Spesialprogram

Du kan kjøre følgende spesialprogram: Konsoll, gjennomlokking, søylefundament, veggbankett, støttemur, kjellervegg, vegg, søyle 1-3 easjer.



Ved å trykke på denne knappen kan du få utskrift av data og beregningsresultater.

Det er en tilsvarende knapp på hvert skjermbilde for spesialprogrammene.

4. Forklaring av datagruppene

4.1 Tverrsnittdata

En kan velge mellom 8 typiske tverrsnittsformer samt vilkårlig tverrsnitt.

Klikk på øyet for å se den angitte tverrsnittfigur, samt beregnede tverrsnittdata.

4.2 Armeringsdata / Spennarmeringsdata

Armeringsdata er fordelt på to skjermbilder, "GENERELLE ARMERINGSDATA" og "ARMERINGSDATA"

"GENERELLE ARMERINGSDATA" inneholder generelle data som overdekning, avstand fra kant for hvert armeringslag, senteravstand.

Merk! for søyletverrsnitt skal en angi senteravstand mellom strekkarmering for risskontroll (ref. /1/ tabell 7.2N og 7.3N).

"ARMERINGSDATA" angir selve armeringen, diameter, antall og plassering.

For bjelke- og dekketverrsnitt, samt sirkulært tverrsnitt angis en armeringen lagvis i overkant og underkant (kun overkant for sirkulært tverrsnitt).

En kan krysse av for bruk av standard diameter, og da kommer denne diameteren automatisk når en klikker i et felt for diameter. Denne verdien kan så overskrives.

En angir:

- Antall Antall armeringsstenger (Gjelder bare bjelketverrsnitt eller sirkulært tverrsnitt)
- cc(mm) Senteravstand mellom armeringsstenger (Gjelder bare dekketverrsnitt)
- D(mm) Armeringsdiameter (Ekvivalent diameter for spennkabler. D.v.s. $A_{real} = \pi \cdot r \cdot r$, $r=D/2$)
- Lagnr Armeringslag nr. Avstand til kant for hvert lag er angitt under "GENERELLE ARMERINGSDATA"

For søyletverrsnitt, samt vilkårlig tverrsnitt angis armeringsposisjon for hvert jern.

For symmetriske tverrsnitt kan en velge symmetri om Z-aksen og da får en plassert to jern for hvert en angir. Hvis tverrsnittet er dobbel-symmetrisk, så kan en også velge symmetri om Y-aksen, og da får en plassert fire jern for hvert jern en angir.

Klikk på øyet for å se resultatet. Under tverrsnittfigur med armering vil en da få se sum armering og spennarmering i overkant og underkant

Nederst på skjermen vises koordinatene til tverrsnittets yttergrenser (Z-maks, Z-min, Y-maks, Y-min). Det er til hjelp ved utsetting av armering, for at en ikke skal plassere armeringen utenfor tverrsnittet.

En angir:

- D(mm) Armeringsdiameter (Ekvivalent diameter for spennkabler. D.v.s. $A_{real} = \pi \cdot r \cdot r$, $r=D/2$)
- Y(mm) Y-koordinat for senter av armeringsstang
- Z(mm) Z-koordinat for senter av armeringsstang

4.3 Materialdata

Materialdata inneholder materialfaktor for betong og stål, betongkvalitet, emodul for armering, relativ fuktighet, dimensjonerende levetid, eksponeringsklasse med mer.

Effektiv høyde, h_o : Denne benyttes for beregning av kryp og svinn (/1/ 3.1.4(5)). Programmet beregner en verdi, basert på tverrsnittdata. Du kan angi en annen verdi.

Min. overdekning. Programmet viser minste tillatte overdekning som er beregnet i henhold til /1/ tabell NA.4.4N. Du må først velge eksponeringsklasse. Du kan angi toleranse for overdekning. Totalt krav til overdekning blir min. krav + toleranse.

Det ligger inne et standard datasett for materialdata. Datasettet kan endres og lagres som nytt standard datasett ved å trykke på kommandoknappen “Lagre som standard datasett”.

4.4 Snittkrefter

Gi inn antall lasttilfeller (maks. 9).



Programmet benytter et høyrehånds aksesystem, som vist ovenfor, og med X-aksen ut fra papiplanet

Positive moment og kraftvektorer peker i akseretningene.

4.4.1 Momenter og aksialkrefter

Kreftene skal angis i bruksgrensetilstand

- M_{g_Y} er moment om Y-aksen, fra egenvekt. Positiv verdi gir strekk i overkant.
- M_{p_Y} er moment om Y-aksen, fra nyttelast. Positiv verdi gir strekk i overkant.
- M_{g_Z} er moment om Z-aksen, fra egenvekt. Positiv verdi gir strekk i venstre kant.
- M_{p_Z} er moment om Z-aksen, fra nyttelast. Positiv verdi gir strekk i venstre kant.
- N_g er aksialkraft i X-retning, fra egenvekt. Positiv verdi gir strekk.
- N_p er aksialkraft i X-retning, fra nyttelast. Positiv verdi gir strekk.

En kan påføre aksialkraft både på bjelke-, dekke- og søyletverrsnitt.

Programmet regner ikke med ekstra momentbidrag fra skjærkraften (/1/ 6.2.3(7))

Merk! For søyletverrsnitt må en også ta med bidrag til momentet fra skjevstilling.

Programmet beregner minste eksentrisitet og tar hensyn til eksentrisk lastplassering eller geometrisk avvik. (/1/ 5.2(7), NA.5.2(5), 6.1(4)).

4.4.2 Skjærkrefter

Kreftene skal angis i bruddgrensetilstand, og bare for bjelke- eller dekketverrsnitt.

- V_{γ} er full skjærkraft i Z-retning
- V_{red} er redusert skjærkraft i henhold til /1/ 6.2.1(8) og 6.2.2(6).

4.4.3 Langtidsandel av nyttelast

Denne angis ikke. Lastfaktorer for risskontroll og nedbøyning baseres på /7/ Tabell NA.A1.1, Tabell NA.A1(904), (6.14a), (6.15a) og (6.16a)

4.4.4 Lastfaktorer

Lastfaktorer for bruksgrense (nedbøyning og risskontroll) og bruddgrense skal angis.

Lastfaktor i bruddgrense må nå angis både for B1 og B2 (/7/ Tabell NA.A1.2(B)).

For Støttemur og Fundament/Bankett må en også angi egne lastfaktorer for sikkerhet mot brudd i grunnen (/7/ Tabell NA.A1.2(C)).

Pålitelighetsklasse må angis, og programmet bestemmer lastfaktorer basert på /7/ Tabell NA.A1.1 , Tabell NA.A1(904) og 6.5.3(2). Pålitelighetsklasse 1 får redusert lastfaktor for bruddgrense.

Momenter og aksialkrefter, men ikke skjærkrefter, blir multiplisert med disse lastfaktorene (se punkt 4.4.1 og 4.4.2 ovenfor). For kontroll av oppspenning samt risskontroll benyttes lastfaktorer i bruksgrense. For momentkontroll benyttes lastfaktorer i bruddgrense.

4.5 Spennkrefter

- Egenvekstmoment ved oppspenning benyttes for spenningskontroll av bjelke- og dekkeelementer, ved utløfting fra form.
- Spennkraft ved oppspenning skal angis for kabler med standard diameter. For kabler med annen diameter vil programmet benytte samme stålspenning, og regne ut aktuell oppspenningskraft.

4.6 Knekningsdata

- Minste eksentrisitet kan være på eller av. Hvis minste eksentrisitet er på beregner programmet automatisk ekstra moment pga eksentrisitet (/1/ 5.2(7), 5.8.2(5))
- Knekk lengde angis både for z-retning og y-retning. Den kan også angis som 0 og da blir det ikke beregnet tilleggsmoment.
- N-langtid/Ntotal angir langtidsandel av aksiallast. Denne benyttes til å beregne midlere kryptall ved beregning av MN-diagram. Når langtidsandel øker, så øker kryptøyning og tilleggsmoment. N-langtid skal være i bruksgrensetilstand og Ntotal i bruddgrensetilstand.
- Maksimal tillatt utbøyning i bruksgrensetilstand bestemmes av forholdet knekk lengde / f. Standardverdi for f er satt til 300, men du kan endre denne.

4.7 MN-diagram

Du kan lage 4 MN-diagrammer ved å velge mellom utbøyning i y-retning og z-retning, samt positivt og negativt moment. For sirkulær søyle kan du bare lage MN-diagram for utbøyning i z-retning.

4.8 Konsolldata

Det er et eget skjerm bilde, hvor du kan gi inn geometridata, materialdata, armeringsdata og belastning.

- Klikk på Beregning for å beregne konsollen.
- Klikk på Lagre for å lagre datasettet.
- Klikk på utskriftsknappen for å skrive ut konsollberegningen.

4.9 Gjennomlokking

Det er et eget skjermbilde, hvor du kan gi inn spesielle data vedrørende gjennomlokking. Tverrsnittdata for søyletverrsnitt, materialdata og snittkrefter gir du inn på de ordinære skjermbildene. Søyletverrsnitt kan være rektangel, sirkulært eller ovalt. Du kan ha inntil 9 lasttilfeller under snittkrefter.

Fortegn for snittkrefter: Søylar nær dekkekant skal normalt ha motsatt fortegn på aksiallast og momenter. Hvis aksiallasten er negativ, så skal momentene være positive. For innersøylar er beregningsresultatet uavhengig av momentenes fortegn.

- Klikk på Beregning for å beregne gjennomlokking.
- Klikk på Lagre for å lagre datasettet.
- Klikk på utskriftsknappen for å skrive ut gjennomlokkingsberegningen.

4.10 Søylefundament

Det er et eget skjermbilde hvor du gir inn data for geometri og armering. På skjermbildet er det egne kommandoknapper for å gi inn lastdata, materialdata og jorddata.. Du kan krysse av for om det er betongsøyle eller ikke. Hvis det er betongsøyle, så må du også gi inn armeringsdata for skjøtarmering til søylen.

- Klikk på 'øyet' for å se tegning av fundamentet, basert på de angitte data. Hvis beregning er utført, så vises også armeringen.
- Klikk på Beregning for å beregne fundamentet.
- Klikk på Lagre for å lagre datasettet
- Klikk på utskriftsknappen for å skrive ut fundamentberegningen

4.11 Veggbankett

Det er et eget skjermbilde hvor du gir inn data for geometri og armering. På skjermbildet er det egne kommandoknapper for å gi inn lastdata, materialdata og jorddata. Du kan krysse av for om det er betongvegg eller ikke. Hvis det er betongvegg, så må du også gi inn armeringsdata for skjøtarmering til vegg.

- Klikk på 'øyet' for å se tegning av veggbanketten, basert på de angitte data. Hvis beregning er utført, så vises også armeringen.
- Klikk på Beregning for å beregne veggbanketten.
- Klikk på Lagre for å lagre datasettet
- Klikk på utskriftsknappen for å skrive ut fundamentberegningen

4.12 Lastdata for søylefundament eller veggbankett

Lastdata for søylefundament eller veggbankett gis inn på et skjermbilde som ligner skjermbildet for snittkrefter. Det er de samme fortegnregler som gjelder, og påført vertikallast skal derfor være negativ (positiv retning er oppover). En kan ha inntil 9 forskjellige lasttilfeller. Lastfaktorene som angis gjelder for alle lasttilfellene.

4.13 Jorddata for søylefundament eller veggbankett

Følgende data må angis:

- Fundamentdybde
- Grunnvannsnivå
- Egenvekt av jord

En har videre to muligheter.

1. Tillatt grunntrykk skal angis. Du skal da angi netto bæreevne i bruddgrensetilstand. Du skal ikke ta hensyn til fundamentdybden, da det gjøres av programmet.
2. Jordtype velges fra en liste. Du må angi materialkoeffisient og udrenert skjærfasthet for totalspenningsanalyse hvis jordtypen er leire eller leirig silt. Du må angi egenvekt av jord, materialkoeffisient, friksjonsvinkel, attraksjon og maksimal mobiliserbar ruhet for effektivspenningsanalyse. Programmet velger automatisk standardverdier når du velger en jordtype og du kan overstyre standardverdiene.

4.14 Støttemur

Det er et eget skjermbilde hvor du gir inn data for geometri, armering, jordtype og lastdata. Jordtype velges fra lister, for masser bak støttemur og for masser under såle. Du må angi materialkoeffisient og udrenert skjærfasthet for totalspenningsanalyse hvis jordtypen er leire eller leirig silt. Du må angi tyngdetetthet, materialkoeffisient, friksjonsvinkel, og attraksjon for effektivspenningsanalyse, men programmet velger automatisk standardverdier når du velger en jordtype. Du kan overstyre standardverdiene.

4.15 Kjellervegg

Det er et eget skjermbilde hvor du gir inn data for geometri, armering, jordtype og lastdata. Jordtype velges fra en liste. Du må angi friksjonsvinkel, og tyngdetetthet, men programmet velger automatisk standardverdier når du velger en jordtype. Du kan overstyre standardverdiene.

4.16 Vegg

Det er et eget skjermbilde hvor du gir inn data for geometri, innspenning, armering og lastdata.

Det kan angis inntil 18 etasjer, med tilstøtende dekke på en eller begge sider for hver etasje. Dekket kan være momentstivt forbundet med veggen, eller fritt opplagt på veggkonsoll. Øverste dekke kan være fritt opplagt på veggen. Veggtykkelsen angis for hver etasje, og den kan derfor variere.

Lastdata kan være jevnt fordelt last og trapeslaster på dekker, konsollaster, jevnt fordelt sidelast og trapeslaster på veggen. Programmet vil kontrollere for horisontalkrefter på konsoller i begge retninger, men bruker bestemmer om jevnt fordelt sidelast skal kontrolleres for en eller begge retninger.

4.17 Søyale 1-3 etasjer

Det er et eget skjermbilde hvor du gir inn data for geometri, innspenning, armering og lastdata.

Det kan angis inntil 3 etasjer, med tilstøtende bjelker på en eller begge sider for hver etasje. Bjelkene må være fritt opplagt på søylekonsoll. Øverste bjelke kan være fritt opplagt på søyla.

Søyleverrsnittet er det samme i alle etasjer. Det kan være rektangulært, ovalt, sirkulært eller I-tverrsnitt.

Lastdata kan være jevnt fordelt last og trapeslaster på bjelker, konsollaster på søyla. En eller flere etasjer kan være forskyvelige. Det kan angis en horisontalkraft fra dekket mot søyla på etasjer som er forskyvelige. Programmet vil kontrollere for horisontalkrefter i begge retninger, på konsoller og fra dekker.

Det forutsettes at søylen får utbøyning i en retning, (i retning langs bjelkenes z-retning). Den vil også få utbøyning i Y-retning hvis det er konsoller på side 3 eller 4. Hvis det ikke er utbøyning i y-retning så vil programmet likevel kontrollere for moment fra minste-eksentrisitet på tvers av bjelkeretning.

5. Beregningsresultater

5.1 Momentkontroll:

5.1.1 Bjelke- eller dekketverrsnitt med spennarmering

Programmet kontrollerer bøyning om Y-aksen i bruddgrensetilstand. Det benyttes korttids Emodul ved tøyningeberegning, og det tas samtidig hensyn til spenningsomlagring mellom betong og armering, (tap i spennkraft) på grunn av svinn og kryptøyninger og relaksasjon.

Det kontrolleres for tre tidspunkt:

- Oppsp. Oppspenningstidspunkt.
- $t=lastp$. Tidspunkt for lastpåføring, 28 døgn eller en annen alder som en kan velge under materialdata..
- $t=25000$ Tidspunkt etter meget lang tid. Det forutsettes da at all kryp og svinntøyning er avsluttet.

Verdier som skrives ut:

- $N+Nsp+tap$ Aksialkraft fra ytre aksiallast, oppspenningskrefter i spennkablene og tap på grunn av spenningsomlagring fra kryp og svinn. (kN)
- $M+Msp+tap$ Moment om Y-aksen (dvs. en Y-akse som er plassert i tverrsnittets tyngdepunkt). Momentet er fra angitte momenter, oppspenningskrefter i spennkablene og tap på grunn av spenningsomlagring fra kryp og svinn. (kNm)
- M/Md Forholdet mellom opptredende moment og det største momentet som tverrsnittet kan oppta med den opptredende aksialkraft. Hvis dette forholdstallet er større enn 1, så er kapasitetegrensen overskredet. Da vil programmet merke det momentet som er for stort og skrive en melding på utskriften.
- $tøyning\ i\ ok$ Tøyning i overkant av betongtverrsnittet. Positiv verdi er strekk.
- $tøyning\ i\ uk$ Tøyning i underkant av betongtverrsnittet.
- $SigmaC\ i\ ok$ Betongspenning i overkant (N/mm^2).
- $SigmaC\ i\ uk$ Betongspenning i underkant. For oppspenningstilstanden blir det også kontrollert at betongspenning i underkant ikke overstiger tillatt verdi i forhold til betongfasthet ved avspenning, angitt i skjermbildet for Materialdata.
- $SigmaS\ i\ ok$ Armeringsspenning i overkant. Denne skrives bare ut for tidspunktet oppspenning. Hvis armeringsspenningen overstiger $190\ N/mm^2$ så skrives det ut en feilmelding.

5.1.2 Bjelke eller dekketverrsnitt uten spennarmering

De samme verdiene som er beskrevet ovenfor for et tverrsnitt med spennarmering blir også beregnet her, men kun for lastpåføringstidspunkt på utskriften. På skjermen vises også resultatet etter lang tid med virkning av kryp og svinn.

5.1.3 Søyletverrsnitt med spennarmering

Programmet kontrollerer samtidig bøyning om Y-aksen og Z-aksen i bruddgrensetilstand (akser som går gjennom tverrsnittets tyngdepunkt). For sirkulær søyle kontrolleres bare med bøyning om Y-aksen.

Knekk lengde kan også angis som 0 (under data for snittkrefter), og da blir det ikke beregnet tilleggsmoment. Tilleggsmoment beregnes som: aksialkraft ganger utbøyning.

Utbøyning: $0.1 \cdot \text{krumning} \cdot \text{knekk lengde}^2$

Det tas hensyn til kryptøyning ved beregning av krumning, og det benyttes da et midlere kryptall, basert på forholdet mellom langtidslast og totallast

Det kontrolleres for to tidspunkt og lastsituasjoner.

Oppsp. Oppspenningstidspunkt

Ord. last Ordinær last, dvs. både egenvekt og full nyttelast. Det kontrolleres etter lang tid med full effekt av svinn og kryp, da dette gir størst tilleggsmoment

Verdier som skrives ut.

- N+Nspenn Aksialkraft fra ytre aksiallast samt oppspenningskrefter i spennkablene.
- MY + MYspenn Moment om Y-akse fra angitte momenter og oppspenningskrefter i spennkablene.
- MZ + MZspenn Moment om Z-akse fra angitte momenter og oppspenningskrefter i spennkablene
- MY-tillegg Tilleggsmoment om Y-aksen
- MZ-tillegg Tilleggsmoment om Z-aksen

- MY,MZ / MYd,MZd
Forholdet mellom de opptredende momenter og de største momenter som tverrsnittet kan oppta med den opptredende aksialkraft. Hvis dette forholdstallet er større enn 1, så er kapasitetsgrensen overskredet. Da vil programmet skrive en feilmelding på utskriften.

- SigmaC min Minste betongspenning som opptrer i tverrsnittet (største trykkspenning).
- SigmaS maks Største armeringsspenning (i slakkarmering). Hvis det er trykkspenninger i alle armeringsstengene, så settes denne verdien til 0.

5.1.4 Søyletverrsnitt uten spennarmering

Utskriften blir den samme som beskrevet ovenfor med spennarmering, bortsett fra at tidspunktet oppspenning ikke er med.

5.2 Skjærkontroll

Skrives ut for bjelke- og dekketverrsnitt.

- Vgamma Full skjærkraft i bruddgrensetilstand
- Vredusert Redusert skjærkraft i henhold til /1/ 6.2.1(8) og 6.2.2(6).
- Vccd Trykkbr. Kapasitet for trykkbrudd i henhold til /1/ (6.9) og (6.14).
- Vcd (uarmert) Kapasitet for strekkbrudd uten skjærarmering, i henhold til /1/ (6.2a), (6.2b) og NA.6.2.2 .
- Stat.nødv(mm²/m) Statisk nødvendig skjærarmering
- Min.arm (mm²/m) Minimumsarmering
- Maks bøyleavstand Maks tillatt bøyleavstand i mm.

Hvis kapasitet for trykkbrudd er overskredet, så skrives det ut en feilmelding på utskriften

5.3 Risskontroll

For søyletverrsnitt blir det utført en forenklet risskontroll i henhold til /1/ tabell 7.2N og tabell 7.3N. For bjelke- og dekketverrsnitt blir risskontroll utført i henhold til /1/ 7.3.4, og $kt = 0.4$ (langvarig belastning) i ligning (7.9)

5.3.1 Risskontroll for bjelke- og dekketverrsnitt

Verdier som skrives ut:

- N Aksialkraft, medregnet oppspenningskrefter, og virkning av kryp og svinn.
- M Moment om Y-aksen , medregnet oppspenningskrefter, og virkning av kryp og svinn.
- Min. overdekning Minste tillatte overdekning, med den valgte miljøklasse og armeringstype (se materialdata)
- Overdekning Aktuell armeringsoverdekning
- Største rissavstand Som beregnet i henhold til /1/ (7.11) og NA.7.3.4
- Beregnet rissvidde Som beregnet i henhold til /1/ (7.8).
- Tillatt rissvidde

Hvis maks rissvidde er større enn tillatt rissvidde, så skrives det ut en feilmelding på utskriften

5.3.2 Risskontroll for søyletverrsnitt

Verdier som skrives ut:

- N+Nspenn Aksialkraft, medregnet oppspenningskrefter, og virkning av kryp og svinn
- MY+MYspenn Moment om Y-aksen, medregnet oppspenningskrefter, og virkning av kryp og svinn
- MZ+MZspenn Moment om Z-aksen, medregnet oppspenningskrefter, og virkning av kryp og svinn
- MY-tillegg Tilleggsmoment om Y-aksen
- MZ-tillegg Tilleggsmoment om Z-aksen
- senteravstand Denne er angitt under materialdata eller beregnet av programmet.

- SigmaS tillatt Tillatt armeringsspenning i henhold til /1/ tabell 7.2N og 7.3N. Senteravstand ovenfor er da benyttet som beregningsparameter.
- SigmaS maks Beregnet maks armeringsspenning

Hvis SigmaS maks er større enn SigmaS tillatt, så skrives det ut en feilmelding på utskriften.

5.4 MN-diagram

MN-diagram vises for bruddgrensetilstand.

N Aksiallast

Mgamma Moment fra egenvekt og nyttelast.

Mtotal: Mgamma + tilleggsmoment på grunn av utbøyning og minste eksentrisitet.

5.5 Konsollberegning

Nødvendig armering beregnes, og det lages et armeringsforslag.

5.6 Gjennomlokking

Nødvendig skjærarmering på hver side av søylen beregnes, og trykkbruddkontroll utføres.

5.7 Søyelfundament

Armering i Y-retning og Z-retning beregnes.

Hvis en del av armeringen skal konsentreres til midtsonen, så skriver programmet ut fordeling av armering på midtsone og kantsoner. Dette er basert på tidligere konstruksjonspraksis.

Hvis gjennomlokkingskontrollen viser at det trengs skrårarmering, så blir denne tegnet på figuren og skrevet ut.

Hvis det er betongsøyle, så skriver programmet ut skjøtarmering til søyle.

- Momentutnyttelsesgrad i Y-retning og Z-retning, i bruddgrensetilstand, skrives ut. Denne skal være ≤ 1 .
- Utnyttelsesgrad for skjær-trykkbrudd langs søylekant skrives ut.
- Overført grunntrykk og beregnet bæreevne skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for risskontroll i bruksgrensetilstand skrives ut

Det skrives ut en melding hvis overført grunntrykk er større enn bæreevne, eller utnyttelsesgrad for moment, riss eller skjær-trykkbrudd er større enn 1.

5.8 Veggbankett

Armering i tverr- og lengderetning beregnes.

Programmet kontrollerer at det ikke trengs skjærarmering.

Hvis det er betongvegg så skriver programmet ut skjøtarmering til vegg.

- Momentutnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for skjær-trykkbrudd langs kant av vegg skrives ut.
- Overført grunntrykk og beregnet bæreevne skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for risskontroll i bruksgrensetilstand skrives ut

Det skrives ut en melding hvis overført grunntrykk er større enn bæreevne, eller utnyttelsesgrad for moment, riss eller skjær-trykkbrudd eller strekkbrudd er større enn 1.

5.9 Støttemur

- Armering i tverrretning og lengderetning beregnes og skrives ut.
- Beregnede verdier for jordtrykkskoeffisient, krefter og effektiv sålebredde skrives ut
- Kontroll av horisontalkraft: beregnet ruhet og tillatt ruhet skrives ut.
- Overført grunntrykk og beregnet bæreevne skrives ut for både dimensjonerende og ugunstigste lasttilfelle.
- Momentutnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for skjær-trykkbrudd og skjær-strekkbrudd skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for risskontroll i bruksgrensetilstand skrives ut
- Utbøyning i overkant av støttemur skrives ut. Denne er basert på samme andel av nyttelast på terreng som for risskontroll.

5.10 Kjellervegg

- Armering i vertikalretning og horisontalretning beregnes og skrives ut.
- Beregnet verdi for jordtrykkskoeffisient skrives ut
- Momentutnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for skjær-trykkbrudd og skjær-strekkbrudd skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for risskontroll i bruksgrensetilstand skrives ut
- Utbøyning skrives ut. Denne er basert på samme andel av nyttelast på terreng og dekker, som for risskontroll
- Vertikallast på veggbankett skrives ut

5.11 Vegg

- Armering i vertikalretning og horisontalretning beregnes og skrives ut.
- Momentutnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for skjær-strekkbrudd skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for risskontroll i bruksgrensetilstand skrives ut, samt statisk nødvendig skjærarmering (vanligvis 0).
- Last på veggbankett skrives ut

5.12 Søyle 1-3 etasjer

- Momentutnyttelsesgrad i bruddgrensetilstand skrives ut.
- Utnyttelsesgrad for skjær-strekkbrudd skrives ut, samt statisk nødvendig skjærarmering (vanligvis 0).
- Utnyttelsesgrad for risskontroll i bruksgrensetilstand skrives ut
- Last på søylefundament skrives ut

6. Teori

6.1 Kontroll av oppspenningstilstand

Som last benyttes oppspenningskrefter for spennkablene, samt angitt egenvektsmoment (M_{g_Y}) ved oppspenning. Lastene multipliseres med lastfaktorer for bruksgrense.

Kontroll av betongtrykkspenning utføres i henhold til /1/ 3.1.7. Det benyttes da et arbeidsdiagram for betong som vist i figur 3.3, med f_{cd} som den miste av $0.5f_{ck}$ og $0.6f_{ckj}$. Dette er i samsvar med /3/ E1, punkt 2.7.2.

Det regnes også med at betongen kan ta noe strekk. Dim. strekkfasthet, $f_{td1} = f_{td} \cdot f_{ck1} / f_{ck}$. Dvs. strekkfasthet ved oppspenning er redusert med samme faktor som trykkfasthet.

Armeringsspenning kontrolleres på strekksiden. Maks tillatt armeringsspenning i slakkarmering, eller spenningsøkning i spennarmering, er satt til 190 N/mm^2 .

Programmet beregner en tøyningstilstand som gir likevekt mellom indre spenninger og påførte laster, og tøyningene er da basert på at plane tverrsnitt forblir plane. Hvis det ikke finnes en likevektstilstand (f.eks. for liten kapasitet på trykksiden), så gir programmet en feilmelding.

6.2 Beregning av svinn og kryptall

Svinn og kryptall benyttes både til momentkontroll og beregning av utbøyning eller nedbøyning.

Beregningene utføres i henhold til /1/ 3.1.4 og tillegg B.

I første tidsrom, fra utstøping til lastpåføring (vanligvis 28 døgn), forutsettes 70 % relativ fuktighet ved beregningene. Fra lastpåføring til $t=25000$ (antatt brukstid for konstruksjonen), benyttes den relative fuktighet som bruker har angitt under materialdata.

6.3 Relaksasjon

Beregningene utføres i henhold til /1/ punkt 3.3.2(7), 3.3.2(6) og 3.3.2(4). Relaksasjonsklasse 2 benyttes (lav relaksasjon). Relaksasjon medfører noe tap av spennkraft. I tillegg beregnes tap av spennkraft på grunn av svinn og kryp.

Relaksasjonsspenning beregnes som armeringsspenning ved oppspenning.

Spennings tap i %, på grunn av relaksasjon (R_{tap}) beregnes av /1/ (3.29), med $t = 500\ 000$ timer.

6.4 Momentkontroll i bruddgrensetilstand

Som last benyttes oppspenningskrefter for spennkablene, samt angitte laster for egenvekt og nyttelast. Oppspenningskreftene har lastfaktor 1.0. De øvrige lastene multipliseres med lastfaktorer for bruddgrense.

Programmet beregner en tøyningstilstand som gir likevekt mellom indre spenninger og påførte laster, og tøyningene er da basert på at plane tverrsnitt forblir plane. Hvis det ikke finnes en likevektstilstand (f.eks. for liten kapasitet på trykksiden, eller for lite strekkarmering), så gir programmet en feilmelding.

Betongtrykkspenninger beregnes i henhold til /1/ 3.1.7, figur 3.3.

Med gitt betongkvalitet, samt tilslaget spesifikk vekt, beregner programmet grenseverdiene ϵ_{c2} , ϵ_{co} , f_{ck} og f_{cd} , basert på tabell 3.1

Armeringsspenninger beregnes i henhold til /1/ figur 3.8.

For spennkablene beregnes spenninger med Emodul som angitt under Materialdata, og ingen reduksjon med materialkoeffisient.

6.4.1 Bjelke eller dekketverrsnitt

Det beregnes med bøyning om en akse, Y-aksen. Hvis tverrsnittet er spennarmert, så taes det hensyn til kraftomlagring (reduksjon av strekkspenninger i spennkablene, samt en initiell spenning i slakkarmering), på grunn av svinn- og kryptøyninger.

Programmet beregner en tøyningstilstand ved oppspenning, og en tøyningssendring (kryp og svinn) for de samme laster, fra oppspenning til 28døgn. Kraftomlagring for dette tidsrom beregnes på grunnlag av denne tøyningssendring. Perioden deles inn i 5 tidsintervall, med beregning av kryptøyninger og spenningsomlagring for hvert intervall. Tøyningen beregnes ved armeringens tyngdepunkt i overkant og underkant, basert på kryptall for tidsintervallet, og opptredende betongspenning. Det er kun trykkspenninger som gir kryptøyning.

På tilsvarende vis beregnes en tøyningstilstand på grunn av spennkrefter og egenvektlast, ved lastpåføringstidspunkt, og en tøyningssendring (kryp og svinn) for de samme laster fra 28 døgn til 25000 døgn. I tillegg taes det hensyn til relaksasjon (se ovenfor), ved at strekkspenninger i spennkablene reduseres ytterligere, og de ytre laster endres tilsvarende.

6.4.2 Søyletverrsnitt

Søyletverrsnitt beregnes vanligvis med bøyningmomenter både om Y-aksen og Z-aksen, og tilleggsmomenter om begge akser. Hvis tverrsnittet er spennarmert, så beregnes en kraftomlagring fra oppspenning til lastpåføringstidspunkt ($t=28$), som beskrevet under punkt 6.4.1 ovenfor.

For å få mest mulig korrekt beregning av tøyning og krumning etter lang tid, så tas det hensyn til svinntøyning og midlere kryptall.

Beregning av midlere kryptall:

- FI: Kryptall for tidsrommet.
- Mr: moment for risskontroll (i bruksgrensetilstand for tilnærmet permanent last).
- M: moment i bruddgrense
- FI_{midlere} = FI · Mr/M (midlere kryptall)

/1/ figur 3.2 benyttes for å beregne sammenheng mellom tøyning og spenning.

Effekten av svinntøyning beregnes ved at en trekker fra svinntøyningen i betongens arbeidsdiagram (den gir ingen trykkspenning).

Effekten av kryptøyning medtas ved at $\epsilon = \epsilon_1 / (1 + FI_{\text{midlere}})$. ϵ_1 er den aktuelle tøyning fratrukket svinntøyning, og ϵ er transformert verdi som benyttes i /1/ figur 3.2.

Hvis det er angitt en kneklengde > 0 , så beregnes tilleggsmomenter om begge akser, basert på beregnet krumning og utbøyning. Tilleggsmomentene legges til de øvrige momentene, og det kontrolleres om de indre momenter, basert på beregnet spennings og tøyningstilstand, er større en de ytre momenter. Hvis dette kravet ikke er oppfylt, så utføres en ny tøyningssberegning , med en antatt økning av tilleggsmomentene. Beregningen fortsetter inntil de indre krefter er i likevekt med de ytre (noe større), eller tøyningene er blitt for store.

Hvis tøyningene blir for store, så betyr det at de gitte laster er for store i forhold til tverrsnittets kapasitet

Maks tillatt tøyning i armering er $1.2 \cdot \epsilon_{sy}$ (flytetøyning)

6.5 Beregning av tilleggsmoment

- N Aksiallast i bruddgrensetilstand, fra egenvekt og nyttelast (ikke spennkrefter).
- Le Knekk lengde
- Krumning Krumning om Y-aksen eller Z-aksen
- Tilleggsmoment = $N \cdot 0.1 \cdot \text{Krumning} \cdot Le \cdot Le$

6.6 Skjærkontroll i bruddgrensetilstand

Beregningene utføres i henhold til /1/ punkt 6.2. Det tas hensyn til aksialt trykk og aksialt strekk i henhold til /1/ (6.2a) og (6.2b).

α - Vinkel mellom tverrarmring og lengdeakse er antatt = 90 grader.

b_w - Bredder av bjelkesteget beregnes for de forskjellige tverrsnitttyper.

- Rektangel: $b_w = \text{bredde av tverrsnittet}$
- Vilkårlig, ovalt og sirkulært: $b_w = \text{tverrsnittareal} / \text{tverrsnitthøyde}$
- I-tverrsnitt: $b_w = \text{stegbredde}$
- T-tverrsnitt: $b_w = \text{midlere stegbredde (det kan være trapesformet bjelkesteget)}$
- DT-tverrsnitt: $b_w = 2 \cdot \text{midlere stegbredde (det kan være trapesformet bjelkesteget)}$
- L-bjelke: $b_w = \text{stegbredde}$
- Huldekke: $b_w = \text{bredde av tverrsnittet - sum av bredde av hullene}$

Trykkbruddkapasitet kontrolleres for full skjærkraft. Strekkbruddkapasitet kontrolleres for redusert skjærkraft i henhold til /1/ 6.2.1(8) og 6.2.2(6). Det kontrolleres for de krefter som blir oppgitt under SNITTKREFTER.

Minste tillatte skjærarmring beregnes i henhold til /1/ (NA.9.5N) og største tillatte bøyleavstand er beregnet i henhold til /1/ (NA.9.6N).

Krav om langsgående overflatearmring på bjelkestegets sider /1/ NA.9.7(1), og maks tillatt avstand på tvers mellom bøyleben /1/ (NA.9.8N) blir kontrollert av programmet. Det skrives ut en melding hvis kravene er aktuelle.

6.7 Risskontroll

Som last benyttes oppspenningskrefter for spennkablene, egenvektslaster og reduserte nyttelaster. Oppspenningskreftene reduseres med tap på grunn av svinn- og kryptøyning, samt relaksasjon. Lastene multipliseres med lastfaktorer for risskontroll.

Risskontrollen utføres i henhold til /1/ 7.3.4 og NA.7.3.4(3). Hvis største strekkspenning blir mindre enn f_{td} så regnes tverrsnittet som urisset.

Beregningsmessig tillatt rissvidde i henhold til /1/ tabell NA.7.1N. Hvis nominell overdekning er større enn kravet basert på /1/ tabell NA.4.4N så økes tillatt rissvidde med faktoren k_c som angitt i /1/ NA.7.3.1. Minimumskrav til overdekning i henhold til /1/ tabell NA.4.4N og Tabell NA.4.2.

6.7.1 Bjelke eller dekketverrsnitt

Beregningene utføres i henhold til /1/ 7.3.4 og NA.7.3.4(3)..

Dimensjonerende krefter for risskontroll.

- f : lastfaktor for variabel last, for risskontroll
- $M_{dim} = M_g + f \cdot M_p$ (M_g er moment på grunn av egenvekt og spennkrefter. M_p er moment på grunn av nyttelast).
- $N_{dim} = N_g + f \cdot N_p$ (N_g er aksialkraft på grunn av egenvekt og spennkrefter. N_p er aksialkraft på grunn av nyttelast).

Det tas hensyn til tap i spennkrefter på grunn av kryp, svinn og relaksasjon, ved beregning av dimensjonerende krefter.

Urisset betong.

Betongen antas urisset hvis største strekkspenning er mindre enn f_{td} .

Hvis betongen er urisset så avsluttes beregningen og beregnet rissvidde settes til 0.

Beregning av rissvidden

Tverrsnittets tøyningstilstand beregnes basert på opprisset tverrsnitt (betongen tar ikke strekk). Spennings -tøyningssammenheng er angitt i /1/ figur 3.2, og figur 3.8 for armeringen. Effektivt betongareal beregnes i henhold til /1/ figur 7.1 og NA.7.3.4(3), som angir en nedre grense for $h_{c,eff}$, og sum av medvirkende armerings på strekksiden beregnes. $S_{r,max}$ beregnes i henhold til /1/ (7.11) og W_k beregnes i henhold til /1/ (7.8)

I ligning /1/ (7.9) benyttes $k_t = 0.4$ (langvarig last).

6.7.2 Søyletverrsnitt

For søyletverrsnitt kontrolleres de opptredende spenninger i armeringen i henhold til /1/ tabell 7.2N og 7.3N. På samme måte som beskrevet ovenfor så tas det hensyn til lastfaktor for variabel last ved beregning av lastvirkning fra nyttelast.

Spennings - tøyningssammenheng er angitt i /1/ figur 3.2, og figur 3.8 for armeringen. Det forutsettes at betongen ikke tar strekkspenninger. Det benyttes en lastfaktor 0.9 på aksialkraft fra spennkreftene.

6.8 Konsollberegning

- Dimensjonering i henhold til /3/ (Betongelementboken bind C, punkt 7.4.1).
- c_2 og z beregnes nøyaktig, men z begrenses ($z \leq 2a'$)
- Det tas hensyn til eksentrisk lastplassering i bredderetning, som angitt i punkt 7.4.1.
- Tillatt stålspenning beregnes etter /3/ tabell C 6.3, med lastkombinasjon a og p/g som angitt i inndata, eller etter /1/ tabell 7.3N. Du kan velge beregningsmetode. Hvis beregningen baseres på /1/ så beregnes tillatt stålspenning for risskontroll, og denne omregnes til dimensjonerende spenning for bruddkontroll ved at en benytter faktoren $f = (1.2 \cdot g + 1.5 \cdot p) / (g + p)$. g er permanent last og p er variabel last. Dimensjonerende stålspenning settes ikke større enn 400 N/mm².
- Begrensninger i tillatte inndata: (Betongelementboken bind C, punkt 7.4)
- krav: $a \leq h - u$. krav: $a \leq h/1$. krav: $H \leq N$
- Kapasitet for trykkbrudd i henhold til /1/ (6.9) og (6.14)
- Minimumsarmering i henhold til /1/ NA.9.2.1.

- Kapasitet uten skjærarmering i henhold til /1/ (6.2a),(6.2b) og NA.6.2.2. Hvis det trengs skjærarmering så legges det inn skrånstilte bøyler.

6.9 Gjennomlokking

Dimensjonering i henhold til /1/ 6.4. Det kontrollberegnes i avstand $2*d$ fra søylekant. Hvis det trengs skjærarmering, så kontrolleres også snitt lenger ute. Som snitt mot søylekant benyttes et rektangulært snitt, både for rektangulær, sirkulær og oval søyle. For sirkulær og oval søyle benyttes et rektangel med samme omkrets som søyletverrsnittet. For ovalt tverrsnitt settes bredden på rektangel lik bredden på søyletverrsnitt, mens høyden på rektangelet tilpasses.

En skiller mellom innersøyle med dimensjonerende snitt på alle fire sidene, søyler nær en platekant med dimensjonerende snitt på tre sider (snittet går ut mot fri platekant), og søyle nær et hjørne med dimensjonerende snitt på to sider (snittet går ut mot begge platekantene).

Programmet beregner følgende verdier for kontrollsnittet:

Snittet lengde, u_1 : /1/ figur 6.13 og 6.15

Redusert omkrets, u_1^* : /1/ figur 6.20

W_1 : /1/ (6.40)

β : /1/ (6.39) og (6.43) for innersøyle,
(6.44) for kantsøyle og (6.46) for hjørnesøyle

Største skjærspenning: /1/ (6.38)

Største tillatte skjærspenning uten skjærarmering, V_{rdc} : /1/ 6.4.4(1)

Største skjærkapasitet for trykkbrudd, $V_{rd,maks}$: /1/ (6.9) og (6.14), NA.6.2.3 og (NA.6.6N)

Hvis det trengs skjærarmering:

Først bestemmer programmet posisjonen til et snitt hvor en ikke trenger skjærarmering. Der er største skjærspenning er tilnærmet lik V_{rdc} . En starter i posisjon $2*d$ fra søylekant, og øker avstanden trinnvis med $0.1*d$. For hver posisjon regner en ut aktuelle verdier for snittet: u , β og største skjærspenning.

Programmet beregner antall armeringsrader og posisjon for hver rad: /1/ 9.4.3 og figur 9.10.

I inndata er skjærarmeringens helningsvinkel angitt som 30, 45 eller 90 grader. Programmet godtar 30 grader kun hvis det bare blir behov for en armeringsrad /1/ 9.4.3(4). Er det behov for mer enn en armeringsrad så endrer programmet helningsvinkelen fra 30 til 45 grader.

Avstand mellom armeringsrader blir vanligvis satt til $0.75*d$ /1/ 9.4.3(1). Med skrånstilt skjærarmering og mer enn to armeringsrader, så kan avstanden bli satt til lavere, men ikke under $0.65*d$.

Maks avstand mellom bøyleben: /1/ 9.4.3(1)

Minimum armering i hvert bøyleben : /1/ (9.11)

Nødvendig skjærarmering i hver armeringsrad: /1/ 6.4.5(1)

6.10 Bæreevne for jord

Ved beregning av søylefundament eller veggbankett blir bæreevne for jord kontrollert mot påført belastning i bruddgrensetilstand.

En har to muligheter i programmet.

1. Tillatt grunntrykk skal angis. Du skal da angi netto bæreevne i bruddgrensetilstand. Du skal ikke ta hensyn til fundamentdybden, da det gjøres av programmet. Hvis dybden fra terreng til underkant av fundament er D og grunnvannsnivå er D_w over underkant fundament, så blir den effektive bæreevnen øket med verdien $\gamma * D - 10 \text{ kN/m}^3 * D_w$. γ (kN/m^3) er egenvekt av jord.
2. Jordtype angis. Bæreevne skal beregnes.

6.10.1 Bæreevne for leire eller siltholdig leire.

Det foretas først en effektivspenningsanalyse som beskrevet nedenfor. Det blir så utført en totalspenningsanalyse i henhold til punkt 6.3 i /5/, og det er resultat fra denne som skrives ut.

6.10.2 Bæreevne for sand, grus, sprengstein og silt.

Bæreevnen beregnes som vist i /5/ punkt 6.2, effektivspenningsanalyse.

Først beregnes ruhetstall, og $\tan\phi$. Så beregnes bæreevnefaktorene N_q og N_γ i samsvar med fig 6.3 og 6.4 i /5/. Til slutt beregnes bæreevne.

Følgende parametre inngår i beregningen

- D - laveste dybde fra terreng til underkant av fundament
- D_w - fra overkant av grunnvannsnivå ned til underkant av fundament
- B - fundamentbredde (den korteste siden på søylefundament)
- B_o - effektiv fundamentbredde når en tar hensyn til eksentrisk lastplassering.
- γ - egenvekt av jord (kN/m^3).
- γ' - effektiv tyngdetetthet (egenvekt av jord - oppdrift i vann)
- F - materialkoeffisient
- Φ - friksjonsvinkel
- a - attraksjon (kN/m^2)
- A_o - netto fundamentflate (med jevnt fordelt grunntrykk og eksentrisk lastplassering)
- Ph - Horisontalkraft i bruddgrensetilstand : $Ph = \sqrt{(Ph_y^2 + Ph_z^2)}$
- rb - ruhet
- p' - Vertikalt effektivt overlagingstrykk ved underkant av fundament.
- $\tan\phi$ - tangens til mobiliserbar friksjonsvinkel.

$$\tan\phi = \tan\Phi / F$$

$$p' = \gamma * D - 10 \text{ kN/m}^3 * D_w$$

$$\gamma' = \gamma - 10 \text{ kN/m}^3$$

q_v = vertikal effektivspenning mot fundamentet med bruddgrenselast, med reduksjon for oppdrift ($q_o - 10 \text{ kN/m}^3 * D_w$).

$$rb = (Ph/A_o) / ((q_v + a) * \tan\phi)$$

Programmet kontrollerer at $rb <$ maksimal mobiliserbar ruhet. Det gis eventuelt en feilmelding.

Programmet beregner bæreevnefaktorene N_q og N_γ , basert på rb og $\tan\phi$.

For søylefundament blir N_γ redusert med faktoren $(1 - 0.3 * B/L)$, som angitt i /5/ (3-14)

$$\text{Bæreevne} = 0.5 * N_\gamma * \gamma' * B_o + N_q * (p' + a) - a$$

6.11 Beregning av søylefundament

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført.

6.11.1 Dimensjonerende snittkrefter

Beregninger blir utført for hvert enkelt lasttilfelle, og med lastfaktorer fra gruppe B1 og deretter fra gruppe B2: /7/ Tabell NA.A1.2(B) .

Følgende parametre inngår:

- b - fundamentbredde målt i Y-retning
- b1 - avstand fra senter av søyle til venstre kant av fundamentet
- b2 - avstand fra senter av søyle til høyre kant av fundamentet
- L - fundamentbredde målt i Z-retning
- L1 - avstand fra senter av søyle til nedre kant av fundamentet
- L2 - avstand fra senter av søyle til øvre kant av fundamentet
- h1 - fundamentets høyde ved søylekant
- h2 - fundamentets høyde ved ytterkant (evt. helning i overkant mot ytterkant)
- bs - søylebredde målt langs Y-aksen
- Ls - søylebredde målt langs Z-aksen
- ey - eksentrisk lastplassering, målt langs Y-aksen
- ez - eksentrisk lastplassering, målt langs Z-aksen
- fg - lastfaktor for egenvekt i bruddgrensetilstand
- fp - lastfaktor for nyttelast i bruddgrensetilstand
- Ng - vertikallast fra egenvekt (positiv oppover)
- Np - vertikallast fra nyttelast (positiv oppover)
- Mgy - moment om Y-aksen fra egenvekt
- Mpy - moment om Y-aksen fra nyttelast
- Mgz - moment om Z-aksen fra egenvekt
- Mpz - moment om Z-aksen fra nyttelast
- Vgy - horisontalkraft i Y-aksens retning fra egenvekt
- Vpy - horisontalkraft i Y-aksens retning fra nyttelast
- Vgz - horisontalkraft i Z-aksens retning fra egenvekt
- Vpz - horisontalkraft i Z-aksens retning fra nyttelast

Beregning av fundamentets volum og vekt.

$$a1 = b * L \quad (\text{areal av grunnflate})$$

$$a2 = bs * Ls \quad (\text{areal av toppflate})$$

$$\text{volum} = a1 * h2 + (0.333 * (a1 + a2) + 0.167 * (bs * L + Ls * b)) * (h1 - h2) \quad (m3)$$

$$\text{fundamentvekt} = \text{volum} * 25000 \text{ N/m}^3$$

Bruker kan ved kjøring av programmet bestemme om overliggende jord skal medregnes ved stabilitetskontroll. Det er aktuelt hvis det stor eksentrisitet i påførte laster.

Hvis overliggende jord skal medregnes, så blir vekt av overliggende jord lagt til fundamentvekt. ”fundamentvekt” i formlene nedenfor vil da omfatte vekt av fundamentet + vekt av overliggende jord.

Søylesenteret kan være eksentrisk plassert i forhold til tyngdepunktet i fundamentet. Se beregning av Mytotal og Mztotal nedenfor.

$$N_{\text{total}} = N_g * fg + N_p * fp - \text{fundamentvekt} \quad (\text{Negativ verdi nedover})$$

$$My_{total} = M_{gy} * fg + M_{py} * fp - V_{gz} * h1 * fg - V_{pz} * h1 * fp - \text{fundamentvekt} * (0.5 * L - L1)$$

$$Mz_{total} = M_{gz} * fg + M_{pz} * fp + V_{gy} * h1 * fg + V_{py} * h1 * fp + \text{fundamentvekt} * (0.5 * b - b1)$$

$$e_y = - Mz_{total} / N_{total}$$

$$e_z = My_{total} / N_{total}$$

eksentrisitet, e_y og e_z , er regnet fra søylesenter.

Kontroll av eksentrisitet. Følgende krav er innført i programmet:

$$-0.75 * b1 < e_y < 0.75 * b2$$

$$-0.75 * L1 < e_z < 0.75 * L2$$

Hvis kravet ikke er oppfylt, så skrives det ut en feilmelding

Effektiv fundamentbredde, fundamentlengde og areal, når en tar hensyn til eksentrisk lastplassering, og forutsetter jevnt fordelt grunntrykk.

$$b_o = 2 * \text{minste}(b2 - e_y, b1 + e_y)$$

$$L_o = 2 * \text{minste}(L2 - e_z, L1 + e_z)$$

$$q_{uk} = - N_{total} / (b_o * L_o) \quad (\text{Grunntrykk, med eller uten vekt av overliggende jord})$$

Grunntrykk fordeler seg på flaten $b_o \times L_o$.

Dimensjonerende momenter for beregning av strekkarmering i fundamentets underkant og overkant.

Bruker bestemmer om kontrollsnitt skal legges ved kant av søyle, eller $0.25 * \text{søylebredde}$ innenfor søylekant (kan også begrenses til maks $0.4 * \text{fundamenttykkelse} (h1))$.

Det er ugunstig (på den sikre side), å legge snittet innenfor søylekant hvis det er relativt små momenter (liten eksentrisitet).

Beregning av M_z for dimensjonering av armering i Y-retning:

Det legges to kontrollsnitt, et ved venstre søylekant, og et ved høyre søylekant.

Hvis $(b2 - e_y) < (b1 + e_y)$: $b_k = b2$ (grunntrykk helt ut til høyre kant)

Hvis $(b2 - e_y) \geq (b1 + e_y)$: $b_k = b1$ (grunntrykk helt ut til venstre kant)

Moment i venstre snitt:

A_{o1} = areal av fundamentet til venstre for snittet.

X_{o1} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{o1} til snittet

A_{u1} = areal av flaten som får grunntrykk , til venstre for snittet, (hele flaten er $b_o \times L_o$)

X_{u1} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{u1} til snittet

$$Mz1 = q_{ok} * A_{o1} * X_{o1} - q_{uk} * A_{u1} * X_{u1}$$

Moment i høyre snitt:

A_{o2} = areal av fundamentet til høyre for snittet.

X_{o2} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{o1} til snittet

A_{u2} = areal av flaten som får grunntrykk, til venstre for snittet, (hele flaten er $b_o \times L_o$)

X_{u2} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{u2} til snittet

$$Mz2 = q_{ok} * A_{o2} * X_{o2} - q_{uk} * A_{u2} * X_{u2}$$

Dimensjonerende moment for uk: $M_{zu} = \text{minste}(Mz1, Mz2)$

Dimensjonerende moment for ok: $M_{zo} = \text{største}(Mz1, Mz2)$

Når kontrollsnittet ligger innfor søylekant så vil momentet ved søylefot redusere momentet i kontrollsnittet. På den ene siden blir momentet redusert for strekk i overkant og på den andre for strekk i underkant.

$$M_{\text{reduksjon}} = 0.5 \cdot s_{\text{øylamoment}} \cdot r$$

$$\text{Reduksjonsfaktor: } r = (x/s)$$

Antar at reduksjonen starter 50 mm innenfor søylekant

x = avstand fra dette punkt til snittet

s = avstand fra dette punkt til midtpunkt under søylen

Søylelasten fører til noe reduksjon av strekk i underkant for snitt innenfor søylekant. En regner at nedadrettet vertikallast fra søylefot er jevnt fordelt over søyletverrsnittet. Det vil samtidig gi noe tillegg til eventuelt strekk i overkant.

Det regnes ikke med strekk i overkant hvis eksentrisiteten fra søylelasten er mindre enn $b/6$ i y -retning og mindre enn $L/6$ i z -retning, for alle lasttilfeller.

Det regnes ikke med strekk i overkant hvis beregnet strekkspenning $< 0.03 \cdot f_{td}$, da den avrundes til 0.

Hvis en legger kontrollsnittet innenfor søylekant, så vil programmet likevel også kontrollere ved søylekant, og bruke ugunstigste verdi. Hvis det blir strekk i overkant på en side, så vil programmet kontrollere om skjærkraften blir 0 i et snitt lenger ute (maks moment), og beregne moment i dette snittet.

Beregning av M_y for dimensjonering av armering i Z -retning:

Det legges to kontrollsnitt, et ved nedre søylekant, og et ved øvre søylekant.

Beregningen blir helt tilsvarende som for Y -retning (se ovenfor).

Hvis $(L_2 - ez) < (L_1 + ez)$: $b_k = L_2$ (grunntrykk helt ut til øvre kant)

Hvis $(L_2 - ez) \geq (L_1 + ez)$: $b_k = L_1$ (grunntrykk helt ut til nedre kant)

Dimensjonerende krefter ved skjærkontroll.

$$N_{\text{dim}} = N_g \cdot f_g + N_p \cdot f_p$$

$$M_{y\text{dim}} = M_{gy} \cdot f_g + M_{py} \cdot f_p - V_{gz} \cdot h_1 \cdot 0.5 \cdot f_g - V_{pz} \cdot h_1 \cdot 0.5 \cdot f_p$$

$$M_{z\text{dim}} = M_{gz} \cdot f_g + M_{pz} \cdot f_p + V_{gy} \cdot h_1 \cdot 0.5 \cdot f_g + V_{py} \cdot h_1 \cdot 0.5 \cdot f_p$$

Redusert nyttelast ved risskontroll. Det benyttes en reduksjonsfaktor, f = lastfaktor for variabel last, for risskontroll.

$$N_{\text{bruk}} = N_g + N_p \cdot f$$

6.11.2 Momentkontroll

Momentkontroll for beregning av strekkarmering i underkant og overkant, i begge retninger. Dimensjonerende momenter er beskrevet ovenfor. Programmet benytter den generelle metoden som er beskrevet under punkt 6.4. Hvis fundamentet har fall i overkant, så benyttes et trapesformet tverrsnitt for momentkontrollen.

6.11.3 Skjærkontroll

Det gjennomføres vanligvis en gjennomlokkingskontroll som beskrevet under punkt 6.9. Kontrollsnittet ligger i avstand d fra søylekant ved gjennomlokkingskontroll. Hvis det er fall i overkant av fundamentet, så regnes effektiv platetykkelse (for kontroll av gjennomlokkning) som fundamenttykkelse i kontrollsnittet. Som medvirkende armering regnes all armering i underkant inntil avstand $= d$ utenfor kontrollsnittet, men begrenset av ytterkant av fundamentet. Grunntrykket er fordelt over effektivt areal $A_o = b_o * L_o$. Arealet innenfor kontrollsnittet er A_1 , og grunntrykket mot dette arealet trekkes fra vertikallasten som angriper fundamentet. Dimensjonerende vertikallast blir $N = N_{dim} * (1 - A_1/A_o)$. Trykkbruddkontroll blir foretatt i snitt langs søylekant, og da benyttes vertikallasten N_{dim} uten reduksjon.

Hvis det trengs skjærarmering, så beregner programmet helningsvinkel, som velges slik at en vanligvis kun trenger en armeringsrad. I enkelte tilfeller må en ha to rader hvis helningsvinkelen er 45 grader, men en rad hvis det er mindre helningsvinkel. Da kommer det en melding på skjermen, slik at bruker kan bestemme antall rader og helningsvinkel.

6.11.4 Risskontroll

Det foretas risskontroll på samme måte som for dekketverrsnitt.

Dimensjonerende momentet for risskontroll:

$$M_{y_riss} = M_y * N_{bruk} / N_{dim} \quad M_{z_riss} = M_z * N_{bruk} / N_{dim}$$

Beregning av N_{bruk} og N_{dim} er forklart ovenfor under punkt 6.11.1

6.11.5 Minimumsarmering og armeringsplassering

Det er satt krav til minimumsarmering som for plate (/1/ 7.3.2(3) og NA.9.2.1.1). Den miste av disse verdiene benyttes. Maksimal senteravstand er 300 mm. Ved beregning av minimumsarmering settes $h =$ midlere fundamenttykkelse ($0.5 * (h_1 + h_2)$).

I henhold til tidligere konstruksjonspraksis blir 2/3 av strekkarmeringen plassert innenfor fundamentets midtsone hvis følgende betingelser er oppfylt:

For armering i Y-retning: $b > 5 * b_s$

For armering i Z-retning: $L > 5 * L_s$

6.11.6 Skjøtarmering til søyle.

Dimensjonerende krefter er krefter i bruddgrensetilstand ved overgang fra søyle til fundament (N , M_y og M_z). Programmet beregner en tøyningstilstand som gir likevekt mellom indre spenninger og påførte laster, og tøyningene er da basert på at plane tverrsnitt forblir plane. Programmet starter med 4 armeringsjern, ett i hvert hjørne, og prøver om det er tilstrekkelig. Hvis det trengs flere jern, så økes det med 2 om gangen inntil kapasiteten er tilstrekkelig. Hvis det trengs mer enn 12 jern, så skrives det ut en feilmelding. Plassering av jerna vises på figur på utskriften. Ved plasseringen har programmet tatt hensyn til retning for største moment.

Nødvendig forankringslengde beregnes i henhold til /1/ punkt 8.4.

$n_1 = 1$ /1/ 8.4.2 (gode forhold)

n_2 : avhengig av stangdiameter /1/ (8.2)

f_{bd} : /1/ (8.2) og (3.16) og NA.3.1.6(2)

Nødvendig kraftinnføringslengde, L_{breq} : /1/ (8.3)

/1/ Tabell 8.2: koeffisientene a_1 , a_3 , a_4 og a_5 settes til 1. $a_2 = 1 - 0.15 * (C_d - \phi) / \phi \geq 0.7$

Dimensjonerende forankringslengde, $l_{bd} = a_2 * L_{breq}$ /1/ 8.4.4(1)

Minimumskrav: $l_{bmin} = \text{Største}(10 * \phi, 100 \text{ mm})$ /1/ (8.6)

6.11.7 Overført grunntrykk

Overført grunntrykk i bruddgrensetilstand er q_0 (fra påførte laster og fundamentvekt) og tillegg for vekt av jord over fundamentet. Overført grunntrykk blir kontrollert mot beregnet bæreevne.

6.12 Beregning av veggfundament

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Z-aksen peker i bankettens lengderetning, og Y-aksen peker i tverretning. Banketten kan være usymmetrisk, og den kan ha forskjellig fall mot venstre kant og høyre kant.

6.12.1 Dimensjonerende snittkrefter

En beregner 1m lengde av banketten.

Beregningen blir som for søylefundament, men uten bøyning om Y-aksen.

Det betyr følgende: (Se punkt 6.11.1 ovenfor)

$$L = 1 \text{ m}$$

$$L_0 = 1 \text{ m}$$

$$e_z = 0.$$

$$M_{y\text{total}} = 0.$$

$$M_y = 0.$$

$$M_{y\text{dim}} = 0.$$

6.12.2 Momentkontroll

Beregningen utføres som for søylefundament, men bare for armering i Y-retning.

6.12.3 Skjærkontroll

Beregningene utføres i henhold til /1/ 6.2. Se også punkt 6.6 ovenfor.

Kapasiteten $V_{rd,c}$ kontrolleres mot opptredende skjærkraft, V_d , i avstand d fra kant av vegg.

Hvis $V_{rd,c} < V_d$, så skrives det ut en feilmelding. 'Armeringen økes' for å få tilstrekkelig kapasitet, men ikke mer enn det som kan gi maksimal verdi for V_{cd} .

Kontroll av trykkbrudd: $V_{rd\text{maks}}$ er kapasitet for trykkbrudd.

Dimensjonerende kraft, V_{d2} , er opptredende skjærkraft ved kant av vegg.

Hvis $V_{rd\text{maks}} < V_{d2}$, så skrives det ut en feilmelding.

6.12.4 Risskontroll

Det foretas risskontroll på samme måte som for dekketverrsnitt.

6.12.5 Minimumsarmering og armeringsplassering

Det er satt krav til minimumsarmering som for plate (/1/ 7.3.2(3) og NA.9.2.1.1).

Ved beregning av minimumsarmering settes h = midlere bankettykkelse.

Maksimal senteravstand er ca 300 mm i tverretning og 500 mm i lengderetning.

6.12.6 Skjøtarmering til vegg

Dimensjonerende krefter er krefter i bruddgrensetilstand ved overgang fra vegg til fundament (N og M_z). Programmet beregner en tøyningstilstand som gir likevekt mellom indre spenninger og påførte laster, og tøyningene er da basert på at plane tverrsnitt forblir plane.

Minimumsarmering : /1/ 9.6.2(1) og NA.9.6.2

Programmet starter med senteravstand = 300 mm mellom armeringsjerna.. Hvis det trengs flere jern, så reduseres senteravstanden inntil kapasiteten er tilstrekkelig. Hvis senteravstanden blir mindre enn 40 mm så skrives det ut en feilmelding.

Nødvendig forankringslengde beregnes i henhold til /1/ 8.4, på samme vis som beskrevet for skjøtarmering til søyle under punkt 6.11.6

6.12.7 Overført grunntrykk

Overført grunntrykk i bruddgrensetilstand er q_0 (fra påførte laster og bankettvekt) og tillegg for vekt av jord over bankett. Overført grunntrykk blir kontrollert mot beregnet bæreevne.

6.13 Beregning av støttemur

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes.

Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført.

Utbøyning av toppunkt blir beregnet.

Det er forutsatt drenering, slik at grunnvannsnivå ikke er høyere enn underkant av såle.

6.13.1 Dimensjonerende krefter

En beregner 1m lengde av støttemuren.

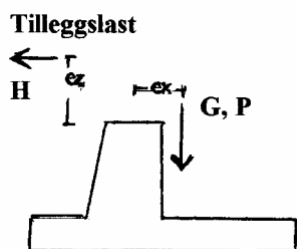
Prinsippskisse for modellen se figur 9.4 i /5/.

Teori for jordtrykk se kapittel 5 i /5/ og teori for bæreevne se kapittel 6 i /6/.

Det benyttes egne lastfaktorer for kontroll av overført grunntrykk mot bæreevne. For dimensjonering av støttemuren regner en først med lastfaktorer fra gruppe B1 og deretter fra gruppe B2 (/7/ Tabell NA.A1.2(B)).

Jordtrykkskoeffisient K_a bestemmes av figur 5.4 i /5/ for horisontal terreng bak støttemur og av figur 5.5 i /5/ for hellende terreng mot støttemur

Vekt av vegg (G_v) og såle (G_s) beregnes først med lastkoeffisient 1.2 og deretter med 1.0, og stabiliteten blir kontrollert for begge alternativ.



Bruker kan angi tilleggslast på toppen av støttemur, og denne medtas i stabilitetskontrollen og dimensjonerende snittkrefter.

H - horisontal tilleggslast mot venstre (samme retning som jordtrykk mot vegg)

e_z - vertikal avstand fra overkant støttemur til kraften H .

γ_H - Lastkoeffisient for H i bruddgrensetilstand

γ_{Hbruk} - Lastkoeffisient for H i bruksgrensetilstand (risskontroll)

| | |
|------------------|---|
| G | - vertikal nedadrettet tilleggslast , egenvektslast |
| P | - vertikal nedadrettet tilleggslast , nyttelast |
| ex | - horisontal avstand fra senter av overkant støttemur til kraften G og P. |
| γ_G | - Lastkoeffisient for G i bruddgrensetilstand |
| γ_{Gbruk} | - Lastkoeffisient for G i bruksgrensetilstand (risskontroll) |
| γ_P | - Lastkoeffisient for P i bruddgrensetilstand |
| γ_{Pbruk} | - Lastkoeffisient for P i bruksgrensetilstand (risskontroll) |

Skjærkreftene T_{ap} og T_{aj} kan enten være nedadrettet, oppadrettet, eller settes lik 0. Det bestemmes av bruker i henhold til fig 9.1 i /5/.

Selv om bruker angir nedadrettet skjærkraft, så vil programmet overstyre dette og sette den lik 0 hvis effektiv sålebredde, $B_o > 0.95 \cdot B$ (se fig 6.1 i /5/). Da blir samtidig B_o redusert.

Total vertikallast i bruddgrensetilstand:

$$P_v = G_s + G_v + G_j + T_{aj} + T_{ap} + G \cdot \gamma_G + P \cdot \gamma_P$$

Det blir også kontrollert for $\gamma_G = 1.0$

Total horisontallast i bruddgrensetilstand:

$$P_h = P_{aj} + P_{ap} + H \cdot \gamma_H$$

6.13.2 Stabilitetskontroll

Grunntrykket regnes konstant i trykksonen, som angitt på fig 6.1 i /5/. Tilleggslast på støttemur medtas ved beregning av effektiv sålebredde, Bo. Først beregnes med tilleggslast P=0 (nyttelast), og deretter med P som angitt. Stabiliteten kontrolleres for begge alternativ. Tilleggslasten H medregnes alltid, da den virker ugunstig.

Th = Ph/Bo - Midlere horisontal skjærspenning over effektivt areal
 qv = Pv/Bo - Vertikalt effektivt såletrykk
 a - attraksjon for masser under såle (angis av bruker)
 φgrunn - friksjonsvinkel for masser under såle (angis av bruker)
 γm - materialkoeffisient for masser under såle (angis av bruker)

rb = Th/ (qv+a) - ruhet for masser under såle. (ikke medtatt kortvarig last med udrenert poreovertrykk)

Kontroll av horisontalkraft:

Kontrollkrav i programmet. Kravene er avhengig av masse under sålen og helning på terrenget foran støttemur. Total horisontalkraft og rb er i tillegg avhengig av masser bak støttemur og helning på terrenget bak støttemur.

rb ≤ 0.9 for sand, grus og sprengstein, med horisontalt terreng.

rb ≤ 0.8 for leire og silt, med horisontalt terreng. (*

rb ≤ 0.8 for grus og sprengstein, med skrått terreng foran.

rb ≤ 0.7 for leire, silt og sand, med skrått terreng foran.

(* Det forutsettes uforstyrret, drenert og ufrossen masse, slik at fundamentet ikke kan gli på underlaget.

Kontroll av vertikalkraft:

Nq - bæreevnfaktor som finnes fra fig 6.4 i /5/

Nγ - bæreevnfaktor som finnes fra fig 6.5 i /5/

γgrunn - tyngdetetthet for masser under såle (og foran)

γ'grunn = γgrunn - 10kN/m³ (effektiv tyngdetetthet for masser under såle)

D - høyde fra underkant såle til overkant terreng foran såle

p' = γgrunn*D - Overlagringstrykk ved underkant såle

f_{sa} - korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur. Ref: 6.2.1 k) i /5/

f_{sq} - korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur. Ref 6.2.1 k) i /5/

σ_v - beregnet bæreevne

For horisontalt terreng foran støttemur:

$$\sigma_v = N_q * p' + N_q * a + 0.5 * N_\gamma * \gamma'_{grunn} * B_o - a$$

For skrått terreng foran støttemur:

$$\sigma_v = f_{sq} * N_q * p' + f_{sa} * N_q * a + f_{sq} * 0.5 * N_\gamma * \gamma'_{grunn} * B_o - a$$

f_{sq}=1 og f_{sa}=1 når helningsvinkel=0, og de to formlene for σ_v blir da like.

Kontrollkrav i programmet.

$$q_v < \sigma_v$$

Kontroll av dimensjonerende bæreevne på totalspenningsbasis

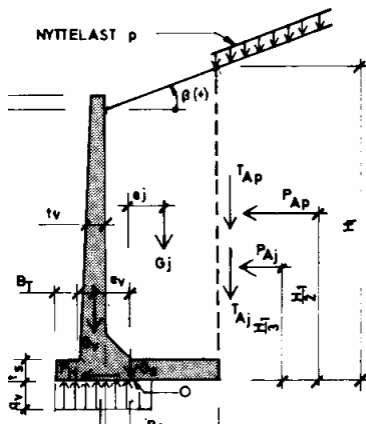
Hvis jordarten under sålen er leire eller siltholdig leire, så blir denne kontrollen utført i henhold til punkt 6.3 i /5/

6.13.3 Dimensjonerende snittkrefter.

Det regnes dimensjonerende snittkrefter (moment og skjærkraft i bruddgrensetilstand, og moment i bruksgrensetilstand), i følgende snitt.

- snitt 1 - såle ved forkant av vegg
- snitt 2 - såle ved bakkant vegg
- snitt 3 - midt på vegg
- snitt 4 - vegg ved overgang til voute
- snitt 5 - vegg ved overgang til såle

Hvis det ikke benyttes voute, så utgår snitt nr 4.



Illustrasjon av støttemur.

Ved beregning av snittkrefter i betongen regnes det med horisontalkreftene P_{Ap} og P_{Aj} (eller P_{Ap_x} og P_{Aj_x} når snittet i veggen ligger i vertikal avstand = X fra toppunkt av den stiplede linjen i bakkant av støttemur). Det regnes ikke med skjærkreftene T_{Ap} og T_{Aj} , da de vil redusere momentet i veggen.

- K_a - Jordtrykkskoeffisient som finnes fra fig 5.4 eller fig 5.5 i /5/
- H_1 - høyden på stiplet linje på fig ovenfor (fra underkant såle til terreng i overkant)
- γ_{bak} - tyngdetetthet for masser bak støttemur
- p - nyttelast på terreng bak støttemur
- γ_p - Lastkoeffisient for p i bruddgrensetilstand
- γ_{pbruk} - Lastkoeffisient for p i bruksgrensetilstand (risskontroll)
- X - høyden regnet langs stiplet linje fra betraktet snitt i veggen til terreng i overkant
- x_{topp} - høyden fra snitt i veggen til toppunkt av veggen

$$P_{Ap} = p * \gamma_p * H_1 * K_a \quad \text{- fra nyttelast på terreng}$$

$$P_{Ap_x} = p * \gamma_p * X * K_a$$

$$P_{Aj} = K_a * \gamma_{bak} * H_1^2 * 0.5 \quad \text{- fra vekt av masser bak støttemuren}$$

$$P_{Aj_x} = K_a * \gamma_{bak} * X^2 * 0.5$$

$$V_x = P_{ap_x} + P_{aj_x} + H * \gamma H \quad - \text{ skjærkraft i snitt i posisjon X}$$

$$M_x = P_{ap_x} * X * 0.5 + P_{aj_x} * X * 0.3 + H * \gamma H * (x_{topp} + e_z) - G * e_x \quad (\text{moment})$$

$$- P * \gamma P * e_x \quad (\text{Bidrag fra vertikal tilleggslast hvis } e_x < 0.)$$

Det er tatt hensyn til tilleggskrefter i overkant av støttemur ved beregning av V_x og M_x

Moment og skjærkraft i sålen ved forkant av veggen beregnes på grunnlag av jevnt fordelt netto grunntrykk, ($q_v - g_{såle}$), fra forkant av sålen til snittet. $g_{såle}$ er vekt pr lengdeenhet av sålen.

Her benyttes nyttelast på terreng helt inntil muren ved beregning av q_v , da det gir høyere verdi.

Moment i sålen ved bakkant av veggen regnes som moment i vegg snitt når snittet legges til uk såle, og fratrukket moment fra netto grunntrykk fra forkant av sålen til midt under veggen. Det er da tatt hensyn til en modell med riss fra ok såle ved vegg i bakkant og ned til uk såle midt under veggen. Det kontrolleres om et vertikalt riss i sålen i bakkant av veggen vil gi større moment. Hvis veggen har voute, så beregnes momentet i bakkant ved overgang til voute. Fradrag i momentet fra q_v blir da større, men samtidig øker momentet noe fra vekt av veggen. Dimensjonerende skjærkraft ved snittet regnes som den største skjærkraften i bakkant av sålen. Denne er vanligvis der hvor grunntrykkslasten slutter (i avstand B_0 fra forkant av sålen).

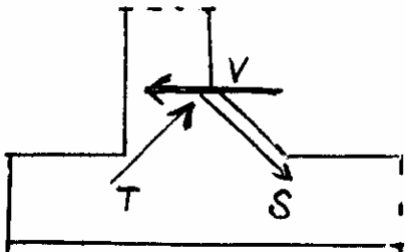
6.13.4 Momentkontroll

Momentkontroll for beregning av strekkarmering i underkant og overkant av sålen, og bakkant av vegg utføres. For armering i lengderetning og forkant av vegg benyttes minimumsarmering.

Dimensjonerende momenter er beskrevet ovenfor. Programmet benytter den generelle metoden som er beskrevet under punkt 6.4. og bestemmer nødvendig armering ut fra momentkontroll, risskontroll og krav til minimumsarmering.

6.13.5 Armering mot voute.

Denne dimensjoneres for å ta opp skjærkraft i veggen ved overgang til vouten. Det benyttes en enkel kraftmodell som vist nedenfor. Armering mot vouten skal oppta strekkraften S . Maksimal senteravstand settes til 300 mm. Etterpå kontrolleres momentkapasitet for et snitt som er vinkelrett på vouten, og som går fra hjørnet mellom såle og forkant av vegg. Armering mot voute økes hvis momentkapasiteten er for liten. Hvis $h_5 < B_3$ så legges kontrollsnittet mot bakkant ved overgang til voute.



6.13.6 Minimumsarmering.

Det benyttes samme minimumsarmering som for plater /1/ 9.2.1.1(1).

Maksimal senteravstand er 300 mm i tverretning og 500 mm i lengderetning.

6.13.7 Skjærkontroll

Beregningene utføres i henhold til /1/ 6.2.

Kapasitet uten skjærarmoring, V_{rdc} : /1/ (6.2a) , (6.2b) og NA.6.2.2

Kapasiteten V_{rdc} kontrolleres mot opptredende skjærkraft, V_{ed} . V_{ed} er redusert skjærkraft i henhold til /1/ 6.2.1(8) og 6.2.2(6).

Hvis $V_{rdc} < V_{ed}$, så skrives det ut en feilmelding.

Kontroll av trykkbrudd: V_{rdmaks} /1/ (6.9) og (6.14).

Dimensjonerende kraft, V , er opptredende skjærkraft i snittet.

Hvis $V_{rdmaks} < V$, så skrives det ut en feilmelding.

6.13.8 Risskontroll

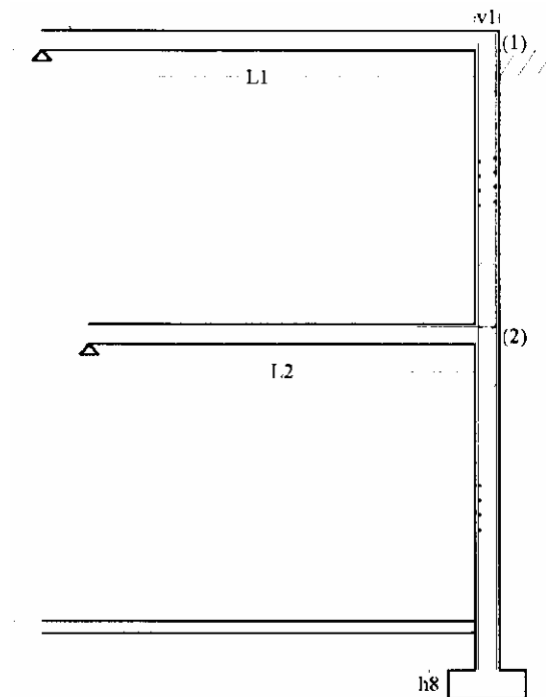
Risskontrollen utføres som beskrevet for dekke og bjelke under punkt 6.7.1

6.13.9 Utbøyning

Utbøyningen av murens toppunkt beregnes med jordtrykk og samme andel av nyttelast som for risskontrollen. Det regnes ikke med noen rotasjon av sålen. Det tas hensyn til krypvirkning ved at det benyttes en midlere E-modul for betongen. Krumningen beregnes ved veggens fotpunkt (ved overgang til voute eller såle), og midt på veggen. I veggens toppunkt er krumning = 0. Det beregnes en kurve av formen $y = a + b*x + c*x^2$, for å bestemme krumningsdiagrammet. Denne kurven skal gå gjennom de tre krumningspunktene.

Utbøyningen bestemmes så av krumningsdiagrammet.

6.14 Beregning av kjellervegg



Det kan benyttes en eller to kjelleretasjer.

Belastning fra jordtrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes.

Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Utbøyning blir beregnet.

Det er forutsatt drenering, slik at det ikke blir vanntrykk mot kjellerveggen.

6.14.1 Statikkmodell

- En eller to kjelleretasjer
- Momentstiv forbindelse eller ledd mellom dekke og vegg. Det angis for begge dekkene hvis det er to etasjer.
- Dekket regnes fastholdt i første oppleggspunkt fra veggen (dekkestivhet : $4 \cdot E \cdot I / L$).
- Spennvidde for nederste vegg regnes fra midt på dekket til overkant av bankett
- Det regnes med ledd mot bankett (ikke innspenningsmoment).
- For kontroll av snitt ved kjellergulv benyttes en annen statikkmodell. Veggen har da opplegg mot kjellergulv og er utkraget ned til underkant av bankett.
- Konstruksjonen beregnes som en uforskyvelig ramme
- Crossmetoden benyttes for å beregne momentdiagrammer.

6.14.2 Dimensjonerende krefter

En beregner 1m lengde av veggen.

Beregningen av jordtrykkskoeffisient, K , baserer seg på /2/ punkt 9.5.2(3), med $OCR = 1$. Det er da forutsatt at helningsvinkel på terreng mot veggen er 0. Hvis helningsvinkel mot veggen er så stor at den skal medregnes, så kan en enten legge til ekstra nyttelast på terreng, eller redusere friksjonskoeffisienten for masser som er tilfylt mot veggen..

- K - Jordtrykkskoeffisient som beskrevet ovenfor
 γ_{bak} - Tyngdetetthet for masser mot kjellervegg
 p - Nyttelast på terreng
 γ_p - Lastkoeffisient for p i bruddgrensetilstand
 γ_{pbruk} - Lastkoeffisient for p i bruksgrensetilstand (risskontroll)
 X - høyden fra overkant terreng til betraktet punkt på veggen

Horisontalt jordtrykk mot veggen i punkt X blir da $q = K \cdot (p \cdot \gamma_p + \gamma_{bak} \cdot X)$ (bruddgrense)

Andre laster:

Det regnes med jevnt fordelt variabel last og permanent last på begge dekkene, og vertikal punktlast, G og P ved overkant av kjellervegg. G = egenveksdel og P er nyttelastdel. Lasten kan angripe eksentrisk i forhold til veggens senterlinje. Egenvekt av dekkene skal medtas som permanent last.

I bruddgrensetilstand benyttes lastfaktorene som er angitt av bruker for permanent og variabel last, men i tillegg regnes en ekstra lastkombinasjon med lastfaktor 0.9 for permanent last, ved beregning av største feltmoment. Det regnes først med lastfaktorer fra gruppe B1 og deretter fra gruppe B2 (/7/ Tabell NA.A1.2(B)).

Det regnes dimensjonerende snittkrefter (moment og skjærkraft i bruddgrensetilstand, og moment i bruksgrensetilstand), i følgende snitt.

- snitt 1 - i vegg1 (øverste vegg), ved underkant av dekke1 (øverste dekke)
- snitt 2 - ved maks feltmoment i vegg1
- snitt 3 - i vegg1 ved overkant av dekke2 (nederste dekke)
- snitt 4 - i vegg2 (nederste vegg), ved underkant av dekke2 (nederste dekke)
- snitt 5 - ved maks feltmoment i vegg2
- snitt 6 - i vegg ved kjellergulv

Hvis det er bare en kjelleretasje, så utgår snitt 3, 4 og 5.

Momentdiagram og snittkrefter beregnes for følgende fem lasttilfeller

1. egenvekt på dekker og egenvektslast på overkant av vegg
2. jordtrykk fra egenvekt av jord
3. nyttelast på dekker og overkant av vegg
4. nyttelast på terreng
5. nyttelast på dekke2

Følgende lastkombinasjoner beregnes med aktuelle lastfaktorer i bruddgrense og bruksgrense.

1. Lasttilfelle 1 og 2
2. Lasttilfelle 1, 2 og 3
3. Lasttilfelle 1, 2 og 4
4. Lasttilfelle 1,2,3 og 4
5. Lasttilfelle 1, 2 og 5

Dimensjonerende snittkrefter finnes som den ugunstigste fra de fem lastkombinasjonene.

Utbøyning beregnes med lastkombinasjon 4 i bruksgrensetilstand.

Det tas hensyn til 2. ordens lastvirkning ved at momentene øker på grunn av veggens utbøyning, men momentøkningen blir vanligvis relativt liten. Det tas også hensyn til krav om minsteeksentrisitet: e_1 , /1/ 6.1(4), og geometrisk avvik: e_2 , /1/ (5.2).

No og Mo er dimensjonerende snittkrefter uten bidrag fra eksentrisitet, men medregnet 2. ordens lastvirkning.

De endelige dimensjonerende snittkreftene blir da:

$N = N_o$; $M = M_o + N_o \cdot e_2$. ($N_o \cdot e_2$ skal da ha samme fortegn som M_o)

$M \geq N \cdot e_1$ (tallverdiene sammenlignes).

6.14.3 Momentkontroll

Momentkontroll utføres for beregning av strekkarmering i vertikal retning. For armering i lengderetning benyttes minimumsarmering.

Dimensjonerende momenter er beskrevet ovenfor. Programmet benytter den generelle metoden som er beskrevet under punkt 6.4 og bestemmer nødvendig armering ut i fra momentkontroll, risskontroll og krav til minimumsarmering. Denne beregnes i henhold til /1/ NA.9.6.2 og 7.3.2 for vertikal armering, og /1/ NA.9.6.3 for horisontal armering.

6.14.4 Skjærkontroll

Beregningene utføres i henhold til /1/ 6.2.

Kapasitet uten skjærarmering, V_{rdc} : /1/ (6.2a), (6.2b) og NA.6.2.2

Kapasiteten V_{rdc} kontrolleres mot opptredende skjærkraft, V_{ed} . V_{ed} er redusert skjærkraft i henhold til /1/ 6.2.1(8) og 6.2.2(6).

Hvis $V_{rdc} < V_{ed}$, så skrives det ut en feilmelding.

Kontroll av trykkbrudd: V_{rdmaks} /1/ (6.9) og (6.14).

Dimensjonerende kraft, V , er opptredende skjærkraft i snittet.

Hvis $V_{rdmaks} < V$, så skrives det ut en feilmelding.

6.14.5 Risskontroll

Risskontrollen utføres som beskrevet for dekke og bjelke under punkt 6.7.1.

6.14.6 Utbøyning

Utbøyningen av veggene beregnes med jordtrykk og samme andel av nyttelast som for risskontrollen. Det tas hensyn til krypvirkning ved at det benyttes en midlere E-modul for betongen. Krumningen beregnes midt på veggene og ved overgang til dekket oppe og nede (gjelder begge etasjer hvis det er to etasjer). For å bestemme krumningsdiagrammet antas parabelformet diagram. Utbøyningen bestemmes så av krumningsdiagrammet.

6.15 Beregning av vegg

Det kan benyttes inntil 18 etasjer.

Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Utbøyning blir beregnet for bruddgrensetilstand og for risskontroll, og tilleggsmoment blir beregnet på basis av utbøyningen.

6.15.1 Statikkmodell

- Maksimalt 18 etasjer, med tilstøtende dekke på en eller begge sider for hver etasje.
- Veggene er uforskyvelig i horisontalretning ved hvert dekke.
- Momentstiv forbindelse eller ledd mellom dekke og vegg. Det angis for hvert enkelt dekke på både venstre side og høyre side. Hvis det er leddet forbindelse, så må en angi eksentrisitet for oppleggskraften (avstand fra midt i veggene til oppleggspunktet). Da vil oppleggskraften fra dekket bli behandlet som last på veggkonsoll.
- Hvert dekke kan regnes fastholdt i første oppleggspunkt fra veggene, fritt opplagt eller delvis innspent.
Fastholdt: dekkestivhet : $4 \cdot E \cdot I / L$. Fritt opplagt: dekkestivhet : $3 \cdot E \cdot I / L$.
Delvis innspent: dekkestivhet : $3.5 \cdot E \cdot I / L$.
- Det kan regnes med ledd mot bankett, eller fast innspenning.
- Konstruksjonen beregnes som en uforskyvelig ramme, og det beregnes lastvirkning fra 2. ordens krefter (tilleggsmoment).

6.15.2 Dimensjonerende krefter

En beregner 1m lengde av veggene.

Laster:

Vertikallaster regnes som positive nedover. Horisontallaster regnes som positive mot høyre. Det regnes med jevnt fordelte laster og trapeslaster på dekkene, jevnt fordelt sidelast (vindtrykk), og trapeslaster mot veggene, og konsollaster, vertikallast og horisontallast på konsoller. Programmet vil kontrollere for horisontalkrefter på konsoller i begge retninger, men bruker bestemmer om jevnt fordelt sidelast skal kontrolleres for en eller begge retninger. Vertikallaster angis i to deler, som permanent last og variabel last. Horisontallaster er bare variable laster. Programmet regner med ugunstigste plassering av variable laster, men jevnt fordelt sidelast, (vindtrykk), på veggene opptrer samtidig i alle etasjer. Det kan benyttes egen lastfaktor for vindlast. Det angis egne lastfaktorer for risskontroll, da nyttelasten vanligvis skal ha en lastfaktor som er mindre enn 1. Det regnes først med lastfaktorer fra gruppe B1 og deretter fra gruppe B2 (/7/ Tabell NA.A1.2(B)).

Følgende lasttilfeller beregnes.

0. All permanent last på dekker og konsoller. Veggens egenvekt medregnes automatisk som bidrag til aksialkrefter i veggen.
1. Variabel last på dekker og konsoller, som gir utbøyning mot høyre for veggen i etasje nr 1, 3, .., og mot venstre i etasje nr 2, 4, .. Det settes da på variabel last på venstre side på dekke over 1. etasje, 3. etasje, .., og på høyre side på dekke over 2. etasje, 4. etasje, .. Det settes på konsollaster på konsoller på venstre side i 1. etasje, 3. etasje, .. og med horisontalkraft mot høyre. Det settes på konsollaster på konsoller på høyre side i 2. etasje, 4. etasje, .. og med horisontalkraft mot venstre. Det settes på trapeslast mot vegg i 1. etasje, 3. etasje, .. hvis de er positive. Det settes på trapeslast mot vegg i 2. etasje, 4. etasje, .. hvis de er negative.
2. Variabel last på dekker og konsoller, som gir utbøyning mot venstre for veggen i etasje nr 1, 3, .., og mot høyre i etasje nr 2, 4, .. Det settes da på variabel last på høyre side på dekke over 1. etasje, 3. etasje, .., og på venstre side på dekke over 2. etasje, 4. etasje, .. Det settes på konsollaster på konsoller på høyre side i 1. etasje, 3. etasje, .. og med horisontalkraft mot venstre. Det settes på konsollaster på konsoller på venstre side i 2. etasje, 4. etasje, .. og med horisontalkraft mot høyre. Det settes på trapeslast mot vegg i 1. etasje, 3. etasje, .. hvis de er negative. Det settes på trapeslast mot vegg i 2. etasje, 4. etasje, .. hvis de er positive.
3. All variabel last unntatt jevnt fordelt sidelast mot veggen.
4. Jevnt fordelt sidelast mot veggen.

Hvis det er mer enn en etasje, så beregnes i tillegg følgende ekstra lasttilfeller for hver etasje. Det regnes fire ekstra lasttilfeller hvis det finnes konsollaster, trapeslaster eller jevnt fordelt sidelast. Hvis det ikke finnes, så regnes det to ekstra lasttilfeller.

De ekstra lasttilfellene for etasje nr n er:

a1:

Variabel last på venstre side på dekke over etasje nr n, på dekke under etasje nr n, og konsollaster på venstre side på vegg i etasje nr n, og positive trapeslaster mot vegg i etasje nr n. Horisontalkrefter på konsollene regnes mot høyre. Jevnt fordelt sidelast mot høyre, eller ingen sidelast medregnes.

b1:

Variabel last på høyre side på dekke over etasje nr n, på dekke under etasje nr n, og konsollaster er på høyre side på vegg i etasje nr n, og negative trapeslaster mot vegg i etasje nr n. Horisontalkrefter på konsollene regnes mot venstre. Jevnt fordelt sidelast mot venstre, eller ingen sidelast medregnes.

a2:

Som a1, men med motsatt retning for horisontalkrefter på konsoller og trapeslaster. Jevnt fordelt sidelast mot venstre, eller ingen sidelast medregnes.

b2:

Som b1, men med motsatt retning for horisontalkrefter på konsoller og trapeslaster. Jevnt fordelt sidelast mot høyre, eller ingen sidelast medregnes.

Lastkombinasjoner:

Det regnes lastkombinasjoner både for bruddgrense og risskontroll, og med tilhørende lastfaktorer.

Lasttilfelle nr 0 (all permanent last), kombineres med hvert enkelt av de øvrige lasttilfellene (variable laster), unntatt med lasttilfelle nr 4 som er jevnt fordelt sidelast.

Lasttilfelle nr 4 , kombineres med lasttilfelle nr 1 for sidelast mot høyre, med lasttilfelle nr 2 for sidelast mot venstre, og med lasttilfelle nr 3 for den retning som er angitt for sidelasten.

For de ekstra lasttilfellene kombineres med sidelast som beskrevet ovenfor.

Dimensjonerende snittkrefter finnes som den ugunstigste snittkraft i hvert felt, basert på samtlige lastkombinasjoner. Programmet dimensjonerer for det snitt som har størst moment, (gir strekk på venstre side), og for det snitt som har minst moment, (d.v.s. størst negativt moment som gir strekk på høyre side). Utbøyning beregnes for hver lastkombinasjon med en midlere E-modul for betong. $1/E_c = n_{\text{langtid}}/E_{c1} + (1-n_{\text{langtid}})/E_{c2}$.

E_c er midlere E-modul

E_{c2} er korttids E-modul

E_{c1} er langtids E-modul

$n_{\text{langtid}} = N_{\text{permanent}}/(N_{\text{permanent}} + N_{\text{variabel}})$ (permanent aksiallast/ total aksiallast)

Det tas hensyn til 2. ordens lastvirkning ved at momentene øker på grunn av veggens utbøyning, men momentøkningen blir vanligvis relativt liten. Det tas også hensyn til krav om minsteeksentrisitet: e_1 , /1/ 6.1(4), og geometrisk avvik: e_2 , /1/ (5.2).

N_0 og M_0 er dimensjonerende snittkrefter uten bidrag fra eksentrisitet, men medregnet 2.

ordens lastvirkning. De endelige dimensjonerende snittkreftene blir da:

$N = N_0$; $M = M_0 + N_0 * e_2$. ($N_0 * e_2$ skal da ha samme fortegn som M_0)

$M \geq N * e_1$ (tallverdiene sammenlignes).

Hver etasje deles inn i 21 snitt. Mot konsoller kan snittene forskyves, slik at det blir et snitt like over konsollen, og et snitt like under. Moment, skjærkraft, aksialkraft og utbøyning beregnes i hvert snitt. 2. ordens sidekrefter beregnes på grunn av utbøyningen.

$P_i = N_{i+1} * (U_{i+1} - U_i) / (X_{i+1} - X_i) + N_i * (U_i - U_{i-1}) / (X_i - X_{i-1})$

P_i : 2. ordens sidekraft i snitt nr i

X_i : Vertikalposisjon til snitt nr i

U_i : Utbøyning i snitt nr i

N_i : Aksialkraft like under snitt nr i

Basert på disse sidekrefter beregnes 2. ordens momenter, med den samme statiske modell som før. Dimensjonerende moment blir 1. ordens moment + moment på grunn av minsteeksentrisitet + 2. ordens moment. Ved kontroll av betongtverrsnitt med armering, så økes dimensjonerende moment med 2%. Det beregnes ny utbøyning og nye dimensjonerende momenter. Hvis nytt dimensjonerende moment blir større enn det som ble benyttet i siste beregningsrunde, så gjennomføres en ny beregningsrunde. Hvis det blir mer enn 20 beregningsrunder, så vil programmet gi melding om at konstruksjonen er ustabil. Da må veggtykkelsen økes. Hvis tilleggsmomentet blir mindre enn 2% av dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand, så regnes det ikke med tilleggsmoment i risskontrollen.

6.15.3 Momentkontroll

Momentkontroll utføres for beregning av strekkarmering i vertikal retning. For armering i lengderetning benyttes minimumsarmering. Programmet starter også med minimumsarmering i vertikalretning. Maksimal senteravstand settes til 300 mm.

Dimensjonerende momenter er beskrevet ovenfor. Programmet benytter den generelle metoden som er beskrevet under punkt 6.4. og bestemmer nødvendig armering utfra momentkontroll, risskontroll og krav til minimumsarmering. Denne beregnes i henhold til /1/ NA.9.6.2 og 7.3.2 for vertikalarmring, og /1/ NA.9.6.3 for horisontalarmering.

Vertikalarmringen økes hvis momentkontrollen gir for liten kapasitet.

6.15.4 Skjærkontroll

De tas hensyn til aksialkraften. Beregningene utføres i henhold til /1/ 6.2.

Kapasitet uten skjærarmering, V_{rdc} : /1/ (6.2a) , (6.2b) og NA.6.2.2

Kapasiteten V_{rdc} kontrolleres mot opptredende skjærkraft, V_{ed} . V_{ed} er redusert skjærkraft i henhold til /1/ 6.2.1(8) og 6.2.2(6).

Hvis $V_{rdc} < V_{ed}$, så skrives det ut en feilmelding.

Kontroll av trykkbrudd: V_{rdmaks} /1/ (6.9) og (6.14).

Dimensjonerende kraft, V , er opptredende skjærkraft i snittet.

Hvis $V_{rdmaks} < V$, så skrives det ut en feilmelding.

6.15.5 Risskontroll

Risskontrollen utføres som beskrevet for dekke og bjelke under punkt 6.7.1. Det tas hensyn til aksialkraften. Vertikalarmeringen økes hvis risskontrollen gir for liten kapasitet.

6.16 Beregning av søyle, 1-3 etasjer.

Det kan benyttes inntil 3 etasjer.

Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Utbøyning blir beregnet for bruddgrensetilstand og for risskontroll, og tilleggsmoment blir beregnet på basis av utbøyningen.

6.16.1 Statikkmodell

- Maksimalt 3 etasjer, med tilstøtende bjelker på en eller begge sider for hver etasje.
- Søylene kan være fritt forskyvelig eller fastholdt mot horisontalforskyvning ved hvert bjelkeopplegg. Den må være fastholdt mot horisontalforskyvning ved minst ett av bjelkeoppleggene.
- Det forutsettes leddet forbindelse ved hvert bjelkeopplegg, og en må angi eksentrisitet for oppleggskraften (avstand fra midt i søylen til oppleggspunktet). Da vil oppleggskraften fra bjelken bli behandlet som last på søylekonsoll.
- Det kan regnes med ledd mot fundament, eller fast innspenning.
- Det beregnes lastvirkning fra 2. ordens krefter (tilleggsmoment).
- Det forutsettes at søylen får utbøyning i bjelkeretning, men den kan også få noe utbøyning på tvers av bjelkeretning på grunn av konsollaster. Bjelkeretning er z-retning.

6.16.2 Dimensjonerende krefter

Laster:

Vertikallaster regnes som positive nedover. Horisontallaster regnes som positive mot høyre. Det regnes med jevnt fordelte laster og trapeslaster på bjelkene. og konsollaster, vertikallast og horisontallast på søylekonsoller. Ved bjelkeopplegg som er forskyvelige i horisontalretning, kan det angis horisontalkraft fra dekke. Programmet vil kontrollere for horisontalkrefter på konsoller og fra dekker, i begge retninger. Vertikallaster angis i to deler, som permanent last og variabel last. Horisontallaster er bare variable laster. Programmet regner med ugunstigste plassering av variable laster. Det regnes først med lastfaktorer fra gruppe B1 og deretter fra gruppe B2 (/7/ Tabell NA.A1.2(B)). Det angis egne lastfaktorer for risskontroll, da nyttelasten vanligvis skal ha en lastfaktor som er mindre enn 1.

Følgende lasttilfeller beregnes.

0. All permanent last på bjelker og konsoller. Søylen egenvekt medregnes automatisk som bidrag til aksialkrefter i veggen.
1. Variabel last på bjelker og konsoller, som gir utbøyning mot høyre for søylen i etasje nr 1, 3, .., og mot venstre i etasje nr 2, 4, .. Det settes da på variabel last på venstre side på bjelke over 1. etasje, 3. etasje, .., og på høyre side på bjelke over 2. etasje, 4. etasje, .. Det settes på konsollaster på konsoller på venstre side i 1. etasje, 3. etasje, .. og med horisontalkraft mot høyre. Det settes på konsollaster på konsoller på høyre side i 2. etasje, 4. etasje, .. og med horisontalkraft mot venstre. Hvis øverste etasje er forskyvelig, så blir øverste etasje behandlet som en utkraget del og variable laster skal plasseres på motsatt side av det en skulle etter reglene ovenfor. Hvis en mellometasje er forskyvelig, så blir to etasjer slått sammen til en i statikkmodellen, og en benytter ordet *felt* istedenfor *etasje* i utskriften. Da setter en også på eventuell horisontallast fra dekke. Den skal være mot høyre i felt 1, 3, .. og mot venstre i felt 2, 4, ..
2. Variabel last på bjelker og konsoller, som gir utbøyning mot venstre for søylen i etasje nr 1, 3, .., og mot høyre i etasje nr 2, 4, .. D.v.s. en setter på last på motsatt side av det en brukte på lasttilfelle 1, og horisontalkrefter fra konsoller og dekker i motsatt retning.
3. All variabel last unntatt horisontallast fra dekke.

Hvis det er mer enn en etasje, så beregnes i tillegg følgende ekstra lasttilfeller for hver etasje (eller felt).

Det regnes fire ekstra lasttilfeller hvis det finnes konsollaster eller horisontallast fra dekke. Hvis det ikke finnes, så regnes det to ekstra lasttilfeller.

De ekstra lasttilfellene for etasje nr n er:

a1: Variabel last på venstre side på bjelke over etasje nr n, på bjelke under etasje nr n, og konsollaster på venstre side på søylen i etasje nr n. Horisontalkrefter på konsollene regnes mot høyre. Horisontalkraft i felt n mot høyre, eller ingen horisontalkraft medregnes.

b1: Variabel last på høyre side på bjelke over etasje nr n, på bjelke under etasje nr n, og konsollaster på høyre side på søylen i etasje nr n. Horisontalkraft i felt n mot venstre, eller ingen horisontalkraft medregnes.

a2: Som a1, men med motsatt retning for horisontalkrefter på konsoller og dekker.

b2: Som b1, men med motsatt retning for horisontalkrefter på konsoller og dekker.

Lastkombinasjoner:

Det regnes lastkombinasjoner både for bruddgrense og risskontroll, og med tilhørende lastfaktorer.

Lasttilfelle nr 0 (all permanent last), kombineres med hvert enkelt av de øvrige lasttilfellene (variable laster).

Dimensjonerende snittkrefter finnes som den ugunstigste snittkraft i hvert felt, basert på samtlige lastkombinasjoner. Programmet dimensjonerer for det snitt som har størst moment, (gir strekk på venstre side), og for det snitt som har minst moment, (d.v.s. størst negativt moment som gir strekk på høyre side). Utbøyning beregnes for hver lastkombinasjon, med en midlere E-modul for betong. $1/E_c = n\text{langtid}/E_{cl} + (1-n\text{langtid})/E_{ck}$.

E_c er midlere E-modul

E_{ck} er korttids E-modul

E_{cl} er langtids E-modul

$N_{\text{langtid}} = N_{\text{permanent}} / (N_{\text{permanent}} + N_{\text{variabel}})$ (permanent aksiallast/ total aksiallast)

Det tas hensyn til 2. ordens lastvirkning ved at momentene øker på grunn av søylens utbøyning. Tilleggsmoment beregnes på denne måten for bøyning i begge retninger. Det tas også hensyn til krav om minsteeksentrisitet: e_1 , /1/ 6.1(4), og geometrisk avvik: e_2 , /1/ (5.2). N_0 og M_0 er dimensjonerende snittkrefter uten bidrag fra eksentrisitet, men medregnet 2. ordens lastvirkning. De endelige dimensjonerende snittkreftene blir da:
 $N = N_0$; $M = M_0 + N_0 * e_2$. ($N_0 * e_2$ skal da ha samme fortegn som M_0)
 $M \geq N * e_1$ (tallverdiene sammenlignes).

Hver etasje (eller felt) deles inn i 21 snitt. Mot konsoller kan snittene forskyves, slik at det blir et snitt like over konsollen, og et snitt like under. Moment, skjærkraft, aksialkraft og utbøyning beregnes i hvert snitt. 2. ordens sidekrefter beregnes på grunn av utbøyningen.
 $P_i = N_{i+1} * (U_{i+1} - U_i) / (X_{i+1} - X_i) + N_i * (U_i - U_{i-1}) / (X_i - X_{i-1})$

P_i : 2. ordens sidekraft i snitt nr i

X_i : Vertikalposisjon til snitt nr i

U_i : Utbøyning i snitt nr i

N_i : aksialkraft like under snitt nr i

Basert på disse sidekrefter beregnes 2. ordens momenter, med den samme statiske modell som før. Dimensjonerende moment blir 1. ordens moment + moment på grunn av minsteeksentrisitet + 2. ordens moment. Ved kontroll av søyleverrsnitt med gitt armering, så økes dimensjonerende moment med 2 %. Det beregnes ny utbøyning og nye dimensjonerende momenter. Hvis nytt dimensjonerende moment blir større enn det som ble benyttet i siste beregningsrunde, så gjennomføres en ny beregningsrunde. Hvis det blir mer enn 20 beregningsrunder, så vil programmet gi melding om at konstruksjonen er ustabil. Da må søyleverrsnitt eller armering økes.

6.16.3 Momentkontroll

Momentkontroll utføres med gitt søylearmering.

Dimensjonerende momenter er beskrevet ovenfor. Programmet benytter den generelle metoden som er beskrevet under punkt 6.4. Programmet gir melding hvis momentkontrollen gir for liten kapasitet, og bruker må øke armering eller tverrsnitt.

6.16.4 Skjærkontroll

De tas hensyn til aksialkraften. Beregningene utføres i henhold til /1/ 6.2.

Kapasitet uten skjærarmering, V_{rdc} : /1/ (6.2a), (6.2b) og NA.6.2.2

Kapasiteten V_{rdc} kontrolleres mot opptredende skjærkraft, V_{ed} .

Hvis $V_{rdc} < V_{ed}$, så skrives det ut en feilmelding.

Kontroll av trykkbrudd: V_{rdmaks} /1/ (6.9) og (6.14).

Hvis $V_{rdmaks} < V_{ed}$, så skrives det ut en feilmelding.

6.16.5 Risskontroll

Risskontrollen utføres som en forenklet risskontroll i henhold til /1/ tabell 7.2N og tabell 7.3N. Det tas hensyn til aksialkraften. Programmet gir melding hvis risskontrollen gir for liten kapasitet, og bruker må øke armering eller tverrsnitt.

7. Programrevisjoner

Versjon 1.0, juni 1996.

Første utgave av programmet.

Versjon 1.0 – versjon 5.7.0 var basert på NS 3473 og NS 3490

Disse er beskrevet i brukerhåndbok BTSNITT-09.doc

Versjon 6.0, oktober 2009.

- Programmet er omarbeidet og tilpasset NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 og NS-EN 1990:2002+NA:2008.

Versjon 6.0.1, januar 2010.

- Rettet en feil i datakontroll for materialdata, for Kjellervegg og Støttemur.
- Vegger som trenger skjærarmering: Melding på skjermen vises bare en gang for hver etasje.
- Ikke skråarmering i fundamenter som er så små at kontrollsnitt i avstand d fra søylekant kommer utenfor fundamentet.

Versjon 6.0.2, februar 2010.

- Lastfaktorer for fundament er satt åpne slik at bruker kan endre de. Standardverdier for grunnbrudd er satt til 1,2 for permanent last og 1,5 for variabel last.
- Støttemur: Hvis partialfaktorer for jordparametre (materialkoeffisienter), settes lavere en nedre grense som er angitt i /2/ Tabell NA.A.2, så kommer en melding på skjermen.
- Støttemur: /2/ Tabell NA.A.3 angir to sett med partialfaktorer (lastfatorer) , A1 og A2. /2/ Tabell NA.A.4 angir to sett med partialfaktorer (materialkoeffisienter) , M1 og M2. A1 skal brukes sammen med M1 og A2 sammen med M2. Programmet velger det ugunstigste sett. Det blir vanligvis A2 og M2.
- Støttemur: Fordi Håndbok nr 016 fra Vegdirektoratet ennå ikke er tilpasset NS-EN 1997 så er det lagt inn melding om dette på skjermbildet for inndata.

Versjon 6.0.3, mars 2010.

- Beregning av tilleggsmoment er endret litt. Det regnes med et bidrag til tilleggsmoment på grunn av geometrisk avvik, i tillegg til 1.ordens moment av samme grunn.

Versjon 6.1.0 juni 2010.

- Risskontroll: Beregning av effektivt areal i strekksonen og avstand mellom armeringsjern er endret i spesielle tilfeller.

Versjon 6.1.1 august 2010.

- Søyleberegning med et tverrsnitt som egentlig er en vegg. Det blir bare regnet med bøyning på tvers av veggen hvis følgende 3 betingelser er oppfylt. Det er ikke påført moment om Z-aksen. Knekk lengde for utbøyning i Y-retning $< 1.1 * \text{Knekk lengde for utbøyning i Z-retning (på tvers av veggen)}$. Tverrsnittsdata: $h < 0.5 * b$
- Det er gjort en forbedring i oppbygging av MN-diagram for søyler, for å unngå at programmet går i "evig sløyfe".

- Beregning av gjennomlokkingsarmering for fundament er endret. Det ble beregnet for mye armering i versjon 6.0 - 6.1
- Støttemur: Tabell for mobiliseringsgrad og tabeller for partialfaktor ved effektivspennings- og totalspenningsanalyser er endret, i henhold til Figur 0.6 og Figur 0.3 i Håndbok 016, Juni 2010, fra Vegdirektoratet.

8. Referanser

- /1/ NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008
- /2/ NS-EN 1997-1:2004+NA:2008
- /3/ Konstruksjonshåndbok, Norges betongindustriforbund.
- /4/ Publikasjon nr 16. Norges Geotekniske Institutt
- /5/ Geoteknikk i vegbygging. Håndbok nr 016. Vegdirektoratet
- /6/ Støttemurer. Håndbok nr 100. Vegdirektoratet
- /7/ NS-EN 1990:2002+NA:2008