

2023

BubbleDeck: Veileder



Utarbeidet: MAJ, 2021

Revidert og utgitt: HR/JARH 05-2023

BubbleDeck Norway AS

Contents

Forord.....	4
Sammenfatning	5
1. Innledning.....	7
1.1 Bakgrunn	7
1.2 Form	7
1.3 Begrensninger.....	7
1.4 Ansvarsfraskrivelse	7
2. Grunnlag	8
2.1 Beskrivelse, anvendelse, definisjoner	8
2.2 Standarder, referanser og erfaringsmateriale	8
2.3 Eksisterende beregningsgrunnlag (BubbleDeck).....	8
3. Teoretiske beregningsmodeller.....	10
3.1 Beregningsmodeller for plate/dekkekonstruksjoner	10
3.1.1 Platemodeller	10
3.1.2 Flatdekker	11
3.1.3 Bruk av avanserte FEM-metoder.....	11
3.2 Beregningsmodeller og snittkrefter i plate ved søyler	12
3.2.1 Moment i plater med konsentrerte laster	12
3.2.2 Beregning av dimensjonerende skjærkrefter	13
3.3 Beregningsmodeller for elementskjøter	14
3.4 Beregningsprosedyrer for forhåndsdimensjonering eller forenklet beregning	15
4. Dimensjonering	17
4.1 Euro Code, NS-EN 1992	17
4.2 Bruddgrensetilstand	17
4.2.1 Momentkapasitet. Dimensjonering for moment	17
4.2.2 Skjærkraftkapasitet. Dimensjonering for skjær og gjennomlokking	18
4.2.3 Forankring og skjøting av armering.....	18
4.3 Bruksgrense	18
4.3.1 Forskyvninger (nedbøyninger)	18
4.3.2 Risskontroll	18
4.3.3 Dynamiske egenskaper.....	19
4.3.4 Etterspente BubbleDeck-konstruksjoner	20
5. Konstruktiv utforming	21
5.1 Geometri og dimensjoner	21
5.2 Armeringsregler for lengdearmering, skjærarmering	21

5.3	Armeringsnett	23
5.4	Produksjon og toleranser	23
	References.....	24
	VEDLEGG A	27
	VEDLEGG B	32
	B1 Plater	33
	B2 Flatdekker.....	35
	VEDLEGG C.....	37
	C 1 BEREGNING OG DIMENSJONERING UT FRA SNITTKREFTER FRA HÅNDBOK FORMLER FOR PLATER.....	38
	C 2 Beregning og dimensjonering av BD ut ifra flatdekkemodell.....	45
	C3 BEREGNING OG DIMENSJONERING MED FE MODELLERING	50
	C4 KONTROLL AV EGENFREKVENSER ETTER PLATE- OG BJELKE-MODELL	56
	VEDLEGG D	59
	D1 GENERELT	59
	D2 DIMENSJONERING FOR MOMENT.....	59
	D3 DIMENSJONERING FOR SKJÆR OG GJENNOMLOKKING.....	70
	D4 FORSKYVNINGER	75
	D5 HEFT OG FORANKRING AV ARMERING	80
	D6 BEREGNINGSMODELLER OG DIMENSJONERING AV ELEMENTSKJØTER	81
	VEDLEGG E.....	93
	93

Forord

BubbleDeck er et byggesystem for dekkekonstruksjoner bestående av statiske sett med biaksialt virkende hullplateelementer i betong. Hullplateelementene er bygget opp av en prefabrikkert betongbunnplate med ferdigmontert armering og plastkuler («bobler») samt en overliggende del av plasstøpt betong. Dekkesystemet har fått utbredelse i mange land og må dimensjoneres etter gjeldende standard.

Dekkesystemet har fordeler som lav egenvekt, redusert materialforbruk og stor bæreevne i forhold til vekt. Dekkesystemet har fleksibilitet mht. til geometrisk utforming, og kan benyttes for store spenn og utkrager. Dekkesystemet er et konstruktivt og økonomisk alternativ til andre dekkesystemer.

Regler for beregning og dimensjonering av konstruksjoner er nedfelt i våre konstruksjons-standarder. BubbleDeck har imidlertid en spesiell utforming som gjør det aktuelt å belyse hvordan standarden skal anvendes i ulike tilfeller. Det foreligger en rekke forsøksresultater utført på ulike steder. Samlet danner disse grunnlag for den dimensjonering som i dag benyttes. Det kan derfor være nyttig å sammenstille den viten disse undersøkelsene har gitt, og gjøre den mer tilgjengelig for praktisk dimensjonering av BubbleDeck-konstruksjoner.

Denne publikasjon er derfor formet som en *veileder* for beregning og utførelse av biaksiale hulldekelementer av typen BubbleDeck. Den kan tjene som et supplement til eksisterende publikasjoner som for eksempel utgitt av Norsk Betongforening (10). Veilederen er hovedsakelig av teknisk karakter og den er rettet mot rådgivende ingeniører som et hjelpemiddel til praktisk dimensjonering av konstruksjoner av denne type. Det har vært en forutsetning at veilederen skulle bygges på aksepterte beregningsmetoder og eksperimentell dokumentasjon, samtidig som resultatene skal relateres til eksisterende standarder og regelverk, her hovedsakelig Eurokoden (1). Enklere beregningsmetoder som kan benyttes til praktisk dimensjonering er tatt med. Foruten å kunne tjene til dimensjonering, kan disse også kunne tjene til kontroll av mer avanserte beregningsmetoder.

Omfanget av veilederen er begrenset. Den inneholder først en generell innledning med beskrivelse, mål og eksisterende beregningsgrunnlag (kapittel 1 og 2). I kapittel 3 beskrives ulike beregningsmodeller og beregningsmetoder. Dimensjoneringsprinsipper og anbefalinger relatert til Eurokoden er sammenstilt i kapittel 4, mens kapittel 5 inneholder spesielle henvisninger mht. konstruktiv utforming. Referanselisten inneholder foruten litteraturhenvisninger også relevante forskningsrapporter som gjelder BubbleDeck-konstruksjoner.

Mens selve veilederen er knapp i utformingen, inneholder veilederens vedlegg A til D praktiske anvisninger og eksempler samt bindeleddet mellom anvendelse og eksperimentell dokumentasjon.

Vedlegg A viser eksempler på typiske anvendelser av BubbleDeck-konstruksjoner. Vedlegg B nyttige formler for forenklet beregning. I vedlegg C gjennomføres utvalgte beregningseksempler, mens vedlegg D, som er den mest omfangsrike, inneholder bindeleddet mellom forskningsresultater og anbefalte dimensjoneringsregler som danner grunnlaget for anbefalingene.

Vårt håp er at dette dokument kan være et bidrag til utvikling og dokumentasjon av nye produkter som BubbleDeck-konstruksjoner er et eksempel på, og at foruten å kunne være til nytte for rådgivende ingeniører, også vil kunne lette byggesaksbehandling både for byggherre og bygningsmyndigheter.

Sammenfatning

Beskrivelse

BubbleDeck er et byggesystem for dekkekonstruksjoner bestående av statisk sett, biaksialt virkende hullplateelementer i betong. Hullplateelementene er bygget opp av en prefabrikkert betong bunnplate (plattendekke) med ferdigmontert armering og plastkuler ("bobler") samt en overliggende del av plasstøpt betong.

Dekkesystemet har fordeler som lav egenvekt, redusert materialforbruk og stor bæreevne i forhold til vekt. Dekkesystemet har fleksibilitet mht. til geometrisk utforming, og kan benyttes for store spenn. Dekkesystemet er et konstruktivt og godt økonomisk alternativ til andre dekkesystemer, når ett helhetlig bilde av råbygget vurderes.

Statisk analyse

Beregning kan utføres etter gjeldene beregningspraksis som for plater og flatdekker ved hjelp av elastisitetsteorien. Plastiske beregningsmetoder kan også benyttes. Snittkrefter kan bestemmes ved å bruke så vel forenkede beregningsmodeller (plater, bjelker, rammer, bjelkerist) som avanserte beregningsmetoder (FEM).

Materialer

BubbleDeck utføres normalt med slakkarmering og normal betongkvalitet. I spesielle tilfeller benyttes også spennarmering. Muligheter for å benytte betong med lett tilslag er til stede. For betong med lett tilslag kreves spesiell dokumentasjon. Som armering benyttes kamstål B500NC. Plastkuler (bobler) utføres i ren polypropylen (PP) eller i en co-polymer bestående av polypropylen og polyetylen (PP+PE).

Dimensjonering

Dimensjonering av BubbleDeck-konstruksjoner kan baseres på beregning, "dimensjonering ved prøving" eller kombinasjon av disse. Som grunnlag for denne veileder for dimensjonering, foreligger det en omfattende både teoretisk og forsøkteknisk dokumentasjon, se referanseliste. I vedlegg D knyttes noen av denne dokumentasjon opp mot gjeldene norsk standard.

Som hovedprinsipp gjelder at dimensjonering kan utføres etter standardens regler og gjeldende dimensjoneringspraksis for plater. Dimensjoneringsdokumentasjonen skal spesielt inneholde kapasitetskontroll for bøyning og skjær, inkludert gjennomløkking, deformasjonskontroll (nedbøyninger) samt kontroll av fuger. I spesielle tilfeller bør dekkers svingningsforhold kunne påvises.

Bøyning

Den konstruktive oppførsel for BubbleDeck mht. bøyning er identisk lik den konstruktive oppførsel til en massiv plate. En BubbleDeck-plate (med samme dimensjoner) har tilnærmet samme bærekapasitet som en massivplate, mens nedbøyninger er lavere for BubbleDeck-plater, grunnet redusert egenvekt. Dimensjonering av kapasitet kan utføres som for massivplater når en tar hensyn til tverrsnitts-formen. For BubbleDeck beregninger må det kontrolleres for trykkbrudd i nærhet av kulene (boblene).

Skjær

Skjærkapasitet til BubbleDeck plater er avhengig av effektivt betongtverrsnitt og den er lavere enn for massivplater. Ved dimensjonering kan skjærkapasiteten settes lik 0,60 [12] av fulltverrsnittets skjær-kapasitet.

Gjennomlokking

I soner med konsentrerte laster (for eksempel ved søyler) anbefales det i søylenes nærhet, minimum 2d fra søylekant, å fjerne boblene og erstatte dem med massivtverrsnitt. Kontroll for gjennomlokking utføres derfor som ved massivtverrsnitt. Uten fjerning av boblene må en halvering [12] av BubbleDeck-platens gjennomlokkingskapasitet tas i betraktning.

Deformasjoner

I forhold til massivdekker har BubbleDeck med samme dimensjoner større nedbøyninger enn massivdekke, ved samme total-last.

Redusert egenvekt på opptil 30 % vil dog redusere nedbøyningen mer enn de øker, slik at ved like store påførte laster, vil nedbøyningene totalt sett reduseres.

Fuger

Kontroll av bøye- og skjærkapasitet i elementfuger er nødvendig der fugene ligger i områder hvor snittkreftene er dimensjonerende. Kontrollen kan gjennomføres ved hjelp av enkle beregningsmodeller for dimensjonering av konstruktiv armering og hvor det for fugearmering regnes med redusert heftkapasitet i hardt belastede områder. Det anbefales bøylearmering mellom bunnplate og plaststøpt plate for å forhindre segmentering.

Dynamisk analyse

Dersom en dekkekonstruksjon og de laster det utsettes for er slik at betydelige svingninger kan oppstå, skal det påvises at disse er akseptable for bruken av konstruksjonen. Kontroll kan utføres ved hjelp av en frekvenskontroll, eventuelle ved en forenklet eller avansert dynamisk analyse av akselerasjoner, hastigheter og deformasjoner. Resultatene vurderes opp mot akseptkrav (spesifiserte komfort-brukskrav)

Konstruktiv utforming

Den konstruktive utforming av BubbleDeck-konstruksjoner skal følge Norsk Standards regler for armering og de spesifikke konstruksjonsregler for plater og flatdekker. Virkning av spesielle konstruktive løsninger kan løses ved teoretiske modeller eller/og ved dimensjonering ved prøving.

Spesielle forhold ved ulykkesgrensetilstanden

Ved dimensjonering i ulykkesgrensetilstanden skal konstruksjonens kapasitet påvises. Det gjelder f.eks. situasjoner som brann, eksplosjoner og støt. Teoretiske og forsøktekniske resultater kan benyttes som dokumentasjon.

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

BubbleDeck byggesystemet er av dansk opprinnelse, oppfunnet av Jørgen Breuning. Det markedsføres i mange land ved hjelp av BubbleDeck International. Byggesystemets tekniske løsninger og BubbleDeck gruppens organisasjon er beskrevet på nettsidene www.bubbledeck.com.

I Norge er det etablert et eget selskap BubbleDeck Norway AS (BDN) i 2005. Først var BubbleDeck Norway deleid av Dr.techn. Olav Olsen, og hadde ingen egne ansatte. I 2012 gikk BDN ut for seg selv, og har drevet slik siden. Fra 2021 eier BubbleDeck Norway rettighetene i Norge. Fra 2023 endrer BubbleDeck Norway navn til BubbleDeck Consulting.

For at byggesystemet skal kunne anvendes av flere aktører ble det i 2007 laget en veileder sammen med JJJ Consult AS. Det er nå ønskelig at denne veilederen oppdateres, og erstattes av denne.

1.2 Form

Veilederen gir anbefalinger for beregning og dimensjonering av en spesiell type flatdekker som kan karakteriseres som biaksiale hulldekkelementer. Kuleformede hullformer støpes inn i dekkene med vektreduksjon for øye, samtidig som platers biaksiale bæreevne utnyttes. Veilederen forutsetter at de krav som er stilt til materialer, utførelse og kontroll blir fulgt. Veiledningen skal ikke være en standard, men har det formål å omsette tilegnet viten og erfaring til praktiske regler som kan nyttes som rettesnor for konstruksjon av biaksiale hulldekkekonstruksjoner. De oppsatte regler eller anvisninger skal ikke være til hinder for at det kan brukes andre beregnings- konstruksjons- eller utførelsesmåter eller andre materialkvaliteter enn angitt i veiledningen, men det kreves da ytterligere dokumentasjon.

1.3 Begrensninger

Omfanget av veilederen er begrenset. Den inneholder en generell del med mål og hensikt, terminologi og normative referanser. I kapittel 2 gis en beskrivelse av konstruksjonstypen og hvor den anvendes samt oversikt over eksisterende beregningsgrunnlag. Teoretiske beregningsmodeller er beskrevet i kapittel 3, mens dimensjonering og utførelse er angitt i kapitlene 4 og 5. I vedleggene A-E blir anvendelser, beregningseksempler og dokumentasjon presentert.

1.4 Ansvarsfraskrivelse

Det tas forbehold om skrivefeil i veileder. BubbleDeck Norway kan heller ikke garantere at veileder er oppdatert på alle nevnte Standarder på senere brukstidspunkt.

BubbleDeck Norway kan heller ikke holdes ansvarlig for evt. feil i henvist referanser eller dokumentasjon.

All bruk av veilederen er på eget ansvar, og det forutsettes at den / de som skal dimensjonere en konstruksjon med BubbleDeck, har egnet kompetanse og følger gjeldene lover, forskrifter og standarder.

2. Grunnlag

2.1 Beskrivelse, anvendelse, definisjoner

BubbleDeck er en hulldekke-konstruksjon i betong med innstøpte hule plastkuler som gir betydelig vektreduksjon. Statisk virkemåte er som en plate som spenner i to retninger (biaksial). På grunn av lav vekt og biaksial bæreevne, gir det muligheter for å lage dekker med større spenn enn konvensjonelle massive dekker. Med prefabrikkerte armeringsnett og de vektreduserende plastkulene festet til disse, muliggjøres i tillegg en rasjonell byggeprosess.

BubbleDeck er best utnyttet i konvensjonelle bygg for kontor, bolig, sykehus, undervisningsbygg og lettere industri. Eksempler for bruksområder er vist i vedlegg A.

2.2 Standarder, referanser og erfaringsmateriale

Eksisterende regelverk, normer:

- NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1 Del 1-1 Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger. Del 1-2 Laster på konstruksjoner ved brann. Del 1-3 Snølast. Del 1-4 Vindlast.
- NS-EN 206 Betong spesifisering, egenskaper, framstilling og samsvar
- NS-EN 13670 Utførelse av betongkonstruksjoner

2.3 Eksisterende beregningsgrunnlag (BubbleDeck)

Det foreligger i dag et akseptert beregnings- og dimensjoneringsgrunnlag for BubbleDeck-konstruksjoner. Beregnings- og dimensjoneringsgrunnlaget er basert både på teoretisk og forsøktsteknisk dokumentasjon, se referanse listen fra [12] til [38]

Hovedprinsippet er at beregning og dimensjonering kan utføres etter de samme prinsipper som for massive plater.

De spesielle forhold ved biaksial bærevirkning [12], bøyning og deformasjoner [12], [13], [14], [15] skjær, inkludert gjennomlokking [12], [16], [17], [18], [19], [20], kan på denne måten ivaretas og relateres til gjeldende praksis, eksisterende normer og standarder for beregning og dimensjonering av plater. Konstruktive forhold mht. fuger, forankring av armering med mer, er belyst, samtidig som forhold ved brann er utredet.

På dette grunnlag har en i ulike land kunne akseptere beregnings- og dimensjoneringsprinsipper for BubbleDeck på følgende måte:

Nederland: Innlemmet i nederlandsk standard (fra november 2001).

Ved CUR-Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving)

England: BS 8110. BubbleDeck kan behandles som en plate på søyler; flatdekke

(flat slab). (Concrete Research & Innovation Centre under Imperial College of Science, Technology & Medicine, 1997).

Danmark: BubbleDeck kan bli behandlet innenfor gjeldene konstruksjonsstandarder.

Tyskland: BubbleDeck kan beregnes og dimensjoneres etter tyske standard (DIN)

På basis av de refererte dokumentasjon kan det oppsummeres: (BD=BubbleDeck)

- Mht. *bøyning* er konstruktiv oppførsel til BD identisk lik den konstruktive oppførsel til en massiv plate. BD har tilnærmet samme bærekapasitet som en massivplate. (samme dimensjoner).
- *Skjærkapasiteten til BD* er lavere enn for massivplater, Ved dimensjonering kan skjærkapasiteten settes lik 0,60 av fulltverrsnittets skjær-kapasitet.

- I soner med konsentrerte laster (som ved søyler) anbefales det i søylenes nærhet, å fjerne boblene i en avstand minimum $2d$ fra ytterkant, og erstatte dem med massivverrsnitt. Kontroll for gjennomlokking utføres derfor som ved massivverrsnitt.
- BD har en redusert bøyestivhet i forhold til bøyestivheten til en massivplate. (90 %). Ved samme totallast (egenvekt + nyttelast) kan en regne med ca. 15 % større nedbøyning av BD dekker enn tilsvarende nedbøyning for massivdekker.

Hovedprinsippene er blant annet oppsummert på BubbleDeck nettsider. [39]

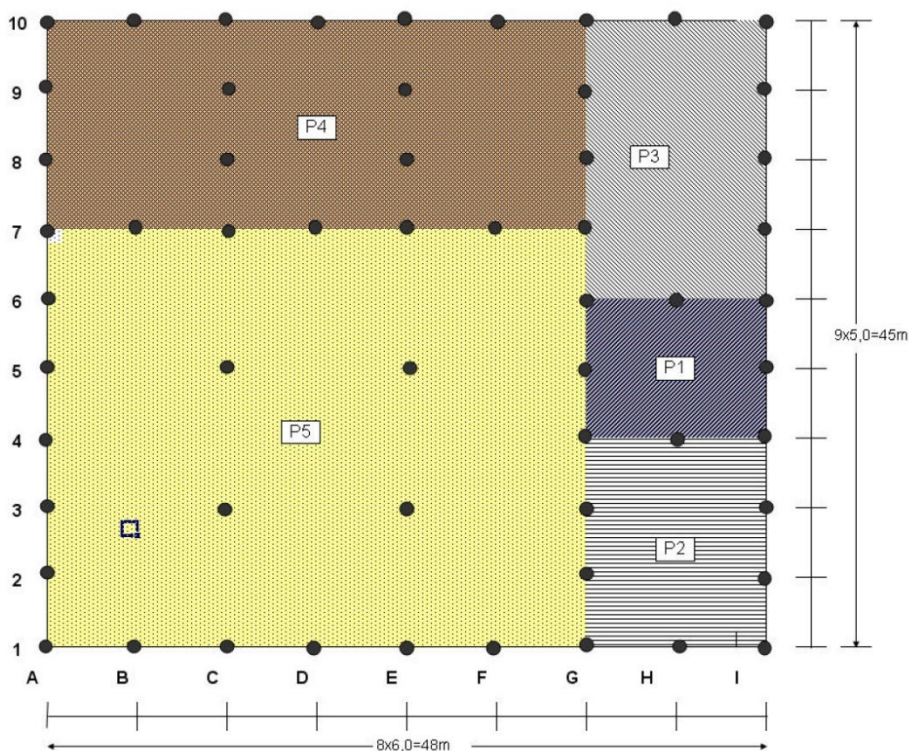
3. Teoretiske beregningsmodeller

3.1 Beregningsmodeller for plate/dekkekonstruksjoner

Flere ulike modeller for beregning av dekkekonstruksjoner kan benyttes. I dagens praksis benyttes alt fra avanserte FEM (Finite Element Method) modeller til enklere bjelke-platemodeller og modeller for flatdekker hvor en benytter platestriper. I FEM-programmer er også ofte dimensjonerings-delen med standardens krav (NS, EN eller andre) innbygget. For flatdekker foreligger det aksepterte beregningsmodeller og spesifiserte dimensjoneringsanbefalinger som for eksempel i Norsk betongforenings publikasjon nr 33 [10].

3.1.1 Platemodeller

I figur 3.1 er grunnriss av en dekkekonstruksjon vist. Søyleplassering er ikke regulær, men viser ulike spenn ved variabel søyleplassering. Ulike modeller er vist som illustrasjon. Felt P1 (Plate 1, mellom søyleaksene G(4-6) og I(4-6) kan betraktes som en ettfelts-plate lagret på 8 søyler, alternativt ettfelts, på fire ender – fritt opplagt- alternativt delvis innspenst, plate. Feltene P2 og P3 (plate P2 mellom søyleaksene G(1-4) og I(1-4) og plate P3 mellom søyleaksene G(6-10) og I(6-10) kan betraktes på samme måte som plate, men har et annet sideforhold l_y/l_x).



Figur 3. 1 Grunnriss bygg. Illustrasjon av ulike beregningsmodeller.

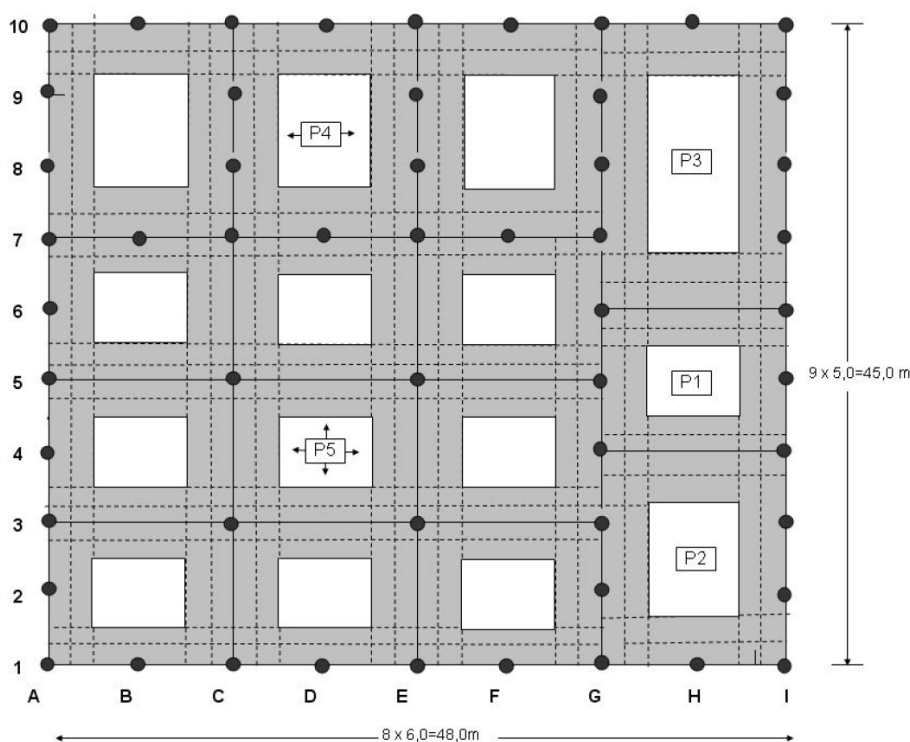
Feltet P4 mellom søyleaksene A(7-10) og I(7-10) kan betraktes som en kontinuerlig plate over tre, (alternativt 4 felt) lagret på enkelt søyler eller med fritt opplagte render, alternativt med delvis innspenning på rendene. Grad av innspenning på rendene, kan for eksempel bestemmes ved å benytte ramme/bjelke-betraktninger.

Disse enkle beregningsmodeller kan benyttes både til overslag over snittkrefter og deformasjoner og som kontroll av mer avanserte beregningsmodeller (FEM). Snittkrefter og deformasjoner kan tas ut av eksisterende tabeller og formelverk som vi finner i håndbøker, eksempelvis [11]. I vedlegg B er praktiske håndbokformler/tabeller vist og anvendt i eksempler i vedlegg C.

3.1.2 Flatdekker

Flatdekker brukes som betegnelse på plater som ligger direkte på søyler uten bjelker. Flatdekkene kan utføres med eller uten søyleforsterkning. BubbleDeck kan betraktes som et flatdekke uten søyleforsterkning.

Flatdekkers virkemåte er som plater, men ved å dele konstruksjonen inn i et vinkelrett nett av striper, (se figur 3.2) kan snittkreftene beregnes etter en bjelke-rammemodell for deretter å fordeles på de ulike striper. For regulære dekkekonstruksjoner er det utarbeidet formler og tabeller som gjengitt i Norsk betongforenings publikasjon 33 [10]. Der er også beregnings- og dimensjoneringsprinsippene for flatdekker vist. Bruk av stripemetoden for konstruksjonen vist i figur 3.1 er illustrert i figur 3.2.

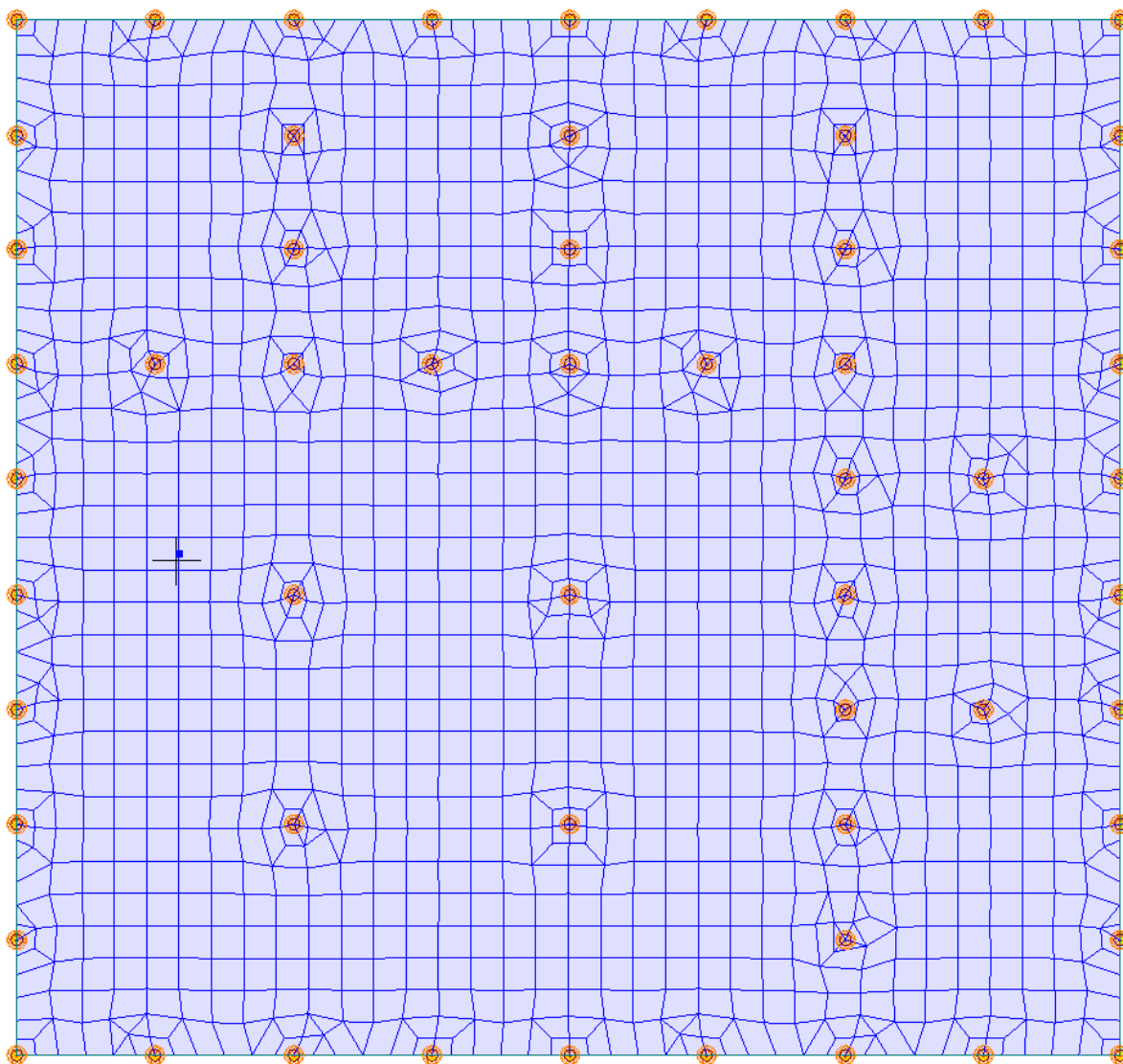


Figur 3. 2 Konstruksjon inndelt i feltstriper og søylestriper i x og y retning

3.1.3 Bruk av avanserte FEM-metoder

Bruk av avanserte FEM metoder er i dag normalt ved analyse av større bygg og konstruksjoner. Det må vises oppmerksomhet ved modellering og tolkning av resultater. I analyseprogrammene ligger også dimensjonering etter gjeldene standard (NS, EN, osv.). Når FEM programmer benyttes, skal program, metode, (elementtyper), dimensjonering (dimensjoneringsrutiner) samt enkel kontroll kunne dokumenteres.

Figur 3.3 viser en mulig modellering av utsnitt av dekket vist i figur 3.1/3.2.



Figur 3. 3 FEM modellering av grunnriss

3.2 Beregningsmodeller og snittkrefter i plate ved søyler

3.2.1 Moment i plater med konsentrerte laster

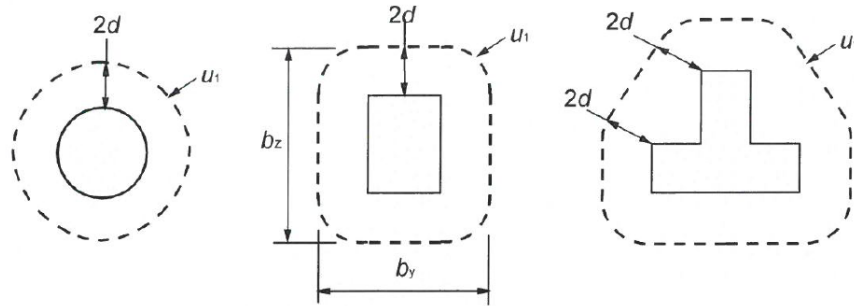
Beregning av snittkrefter i BD over søyler skiller seg ikke vesentlig ut fra beregning av snittkrefter i massive flatdekker. Ved beregning av momentene forutsettes det at spennvidden settes lik avstand mellom søylesentrene. Ved dimensjonering av området rundt søylene vil dette gi en liten tilleggsikkerhet som anbefales med mindre søylen har store dimensjoner. Det henvises til [10].

Ved FEM-beregninger er de numeriske verdier av snittkreftene (momentene) rundt søyler avhengig av den geometriske elementinndeling. Prosedyrer for elementinndeling, og evaluering /fastlegging av

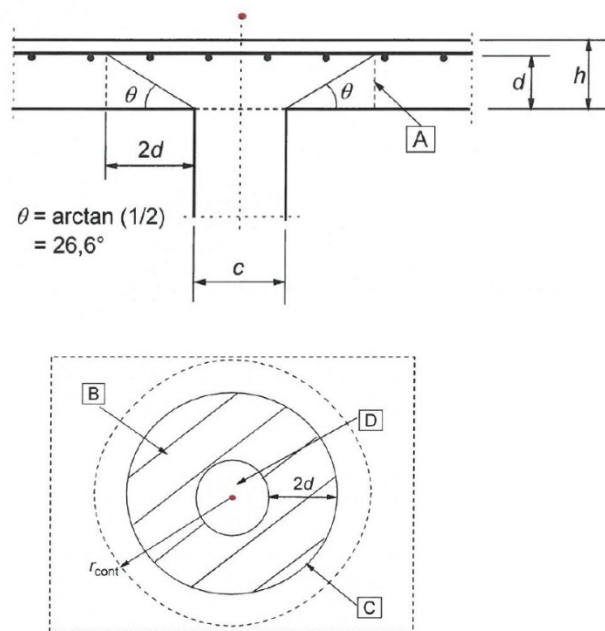
dimensjonerende snittkrefter bør derfor fremgå i programbeskrivelsene av de eventuelle FEM – programmer som måtte benyttes.

3.2.2 Beregning av dimensjonerende skjærkrefter

Skjærkraftkapasiteten kontrolleres ved kant av søyle og ved omkretsen u_1 , av kritisk kontrollsnitt. Hvis det er behov for skjærarmoring, må det påvises et ytterligere kontrollsnitt med omkrets $U_{out,ef}$, der det ikke lenger er behov for skjærarmoring. Kritisk kontrollsnitt med omkrets u_1 kan normalt antas i en avstand $2d$ fra belastet flate og velges slik at lengden minimeres (se Figur 3.4). En egnet beregningsmodell for kontroll av skjærkraftkapasiteten i bruddgrensetilstanden er vist på figur 3.5.



Figur 3. 4 Dimensjonerende snitt ved beregning av skjærkraft



A – kritisk kontrollsnitt

B – areal innenfor kritisk kontrollsnitt A_{count} .

C – omkrets av kritisk kontrollsnitt u_1 .

D – belastet flate A_{load} .

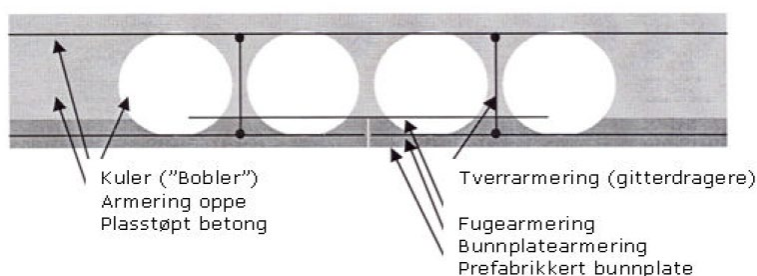
r_{count} ytterligere kontrollsnitt

Figur 3. 5 Dimensjonerende snitt ved beregning av skjærkraft

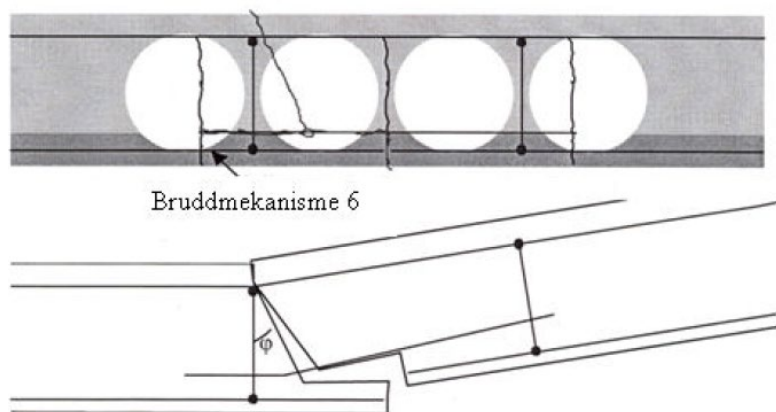
3.3 Beregningsmodeller for elementskjøter

Elementfugene utføres enten som vist i figur 3.6, ved at det kun legges fugearmering, dimensjonert for å ta opptredende moment (bruddgrensetilstand). Eller ved at det i enden av platten-elementet legges inn bøylor som forbinder dette med den plasstøpte øvre betongplaten. Ved støp er som regel fugen direkte understøttet (stemplet) slik at deformasjoner i selve fugen unngås under utførelse

Figur 3.7 viser en sannsynlig bruddmekanisme idet det ved fugen oppstår en segmentering mellom bunnplate og plasstøpt plate og at fugearmeringen får redusert heft og forankring. Det oppstår en rotasjon om et punkt utenfor fugesnitt og det er risiko for det viste bruddet. Ulike bruddmodeller, forenklete beregninger for dimensjonering samt dokumentasjon er vist i vedlegg D6.



Figur 3. 6 Prinsippkisse av fuge i Bubbledeck



Figur 3. 7 Bruddmekanisme ved elementfuger uten endebøyle

Det anbefales

Skjøting av ethvert biaksialt element krever oppmerksomhet. Det gjelder så vel elementskjøtenes plassering i forhold til platenes bærevirkning og det statiske system, som de rent dimensjonerende og kapasitetsmessige forhold.

I fugene legges det fugearmering som skal sikre tverrsnittets momentkapasitet i bruddgrensetilstanden. På grunn av redusert statisk høyde og endring av nøytralaksens beliggenhet i forhold til normaltverrsnitt, skal tverrsnittet kontrolleres mot trykkbrudd

For å unngå segmentering, dvs. unngå at det oppstår splittelse i støpefugen mellom forskalingsplate og plass-støpt del, skal det i enden av elementene legges bøyle som forbinder bunnplate med plass-støpt plate. Bøylene bidrar også til å minske fugearmeringens reduserte heftkapasitet pga. tverrstrekk. Bøylearmeringen kan dimensjoneres etter følgende uttrykk:

Bøylearmeringsmengde beregnes som:

$$A_{sb} = \frac{3 \cdot E_c \cdot I_{bpl}}{f_{sb} \cdot c^3} \cdot \delta$$

hvor

δ = forventet separasjonsavstand ved brudd i plate uten bøyle [mm]. Den kan tilnærmet beregnes ut fra nedbøyning f som tilsvarer 1/100 av spennvidden l etter følgende uttrykk;

$$\delta = 8 \cdot f \cdot \frac{c^2}{l^2}$$

l = Spennvidde BD element

$f = l/100$

c = Splittlengde [mm]. (Kan antas lik elementtykkelse)

E = E-modul nedre plate [N/mm²]

f_{sd} = Dimensjonerende fasthet armering. [N/mm²]

hb_{pl} = Bunnplatens tykkelse [mm]

I_{bpl} = Arealtreghetsmoment nedre plate. [mm⁴]

3.4 Beregningsprosedyrer for forhåndsdimensjonering eller forenklet beregning

Forhåndsdimensjonering eller forenklet beregning av BubbleDeck-konstruksjoner kan gjøres som ved dimensjonering av plater med fullt tverrsnitt..

- Statisk system og dimensjoner velges ut fra spennvidder, søyleplassering, brukskrav, belastning og standard dimensjoner på BD. Standard dimensjoner og normale spennvidder for de ulike BD elementer er gitt i tabell figur 5.1 (se avsnitt 5). De angitte spennvidder kan benyttes som rettesnor.
- Plassering av elementfuger gjøres ut fra statisk system og praktisk/effektiv produksjon av elementer.
- Dekket i områder rundt søyler formes som fulltverrsnitt (Bobler fjernes).
- Dimensjonerende laster og lasttilfeller defineres.
- Velges enkle plater som beregningsmodell, kan snittkreftene bestemmes ut fra tabeller som angitt i vedlegg B [11].

- Velges flatdekkemodell, deles det prosjekterende dekket opp platestriper. Snittkreftene bestemmes etter anvisninger gitt for flatdekker [10]. Anvisninger er også gitt i vedlegg B.
- Dimensjonering for bøyning med bestemmelse av armering foretas for det spesielle BD-tverrsnitt. Det skal foretas kontroll av nøytralaksens beliggenhet og tverrsnittets trykkapasitet. Kontroll av skjærkapasitet ved gjennomlokking foretas som for fulltverrsnitt dersom boblene er fjernet nær søylene.
- Kontroll av nedbøyninger; formler for nedbøyninger etter forenklede metoder er gitt i vedlegg B
- Kontroll av fuger ved heft-kontroll av fugearmering og samt dimensjonering av fugebøyler mellom bunnplate og plass-støpt plate.
- Hvis dekket utsettes for dynamiske laster forårsaket av mennesker eller maskiner, skal det foretas en kontroll av dekkets svingningsegenskaper, som vurderes opp mot aksepterte komfortkrav.

4. Dimensjonering

4.1 Euro Code, NS-EN 1992

Eurokode 2 legges her til grunn for dimensjonering.

Med hensyn til materialer så skal spesifikasjonen av betongen inneholde: trykkfasthet (eks. B35), bestandighetsklasse. (eks M60), største tillatte kloridklasse (eks Cl = 0,40), største nominelle steinstørrelse i mm (eks $D_{\max} = 22$ mm, densitet (eks:1,8), konsistens 8EKS 200).

Med hensyn til dimensjoneringen skal konstruksjonen beregnes og dimensjoneres for bruddgrensetilstanden, og kontrolleres for bruksgrensetilstanden. I spesielle tilfeller kan det være aktuelt også å vurdere utmattingstilstanden og ulykkestilstanden.

4.2 Bruddgrensetilstand

I vanlige tilfeller er det tilstrekkelig å påvise:

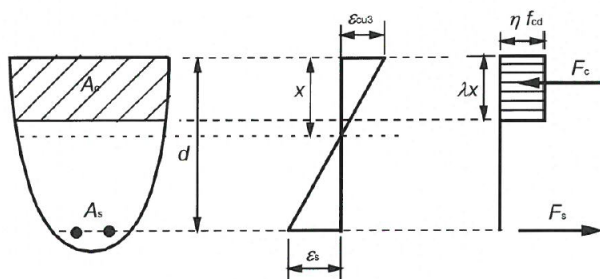
- Kapasitet for momenter
- Skjærkraftkapasitet, inkl. kapasitet for gjennomlokking.
- Forankring og skjøting av armering

4.2.1 Momentkapasitet. Dimensjonering for moment

Kapasiteten for bøyning dimensjoneres etter EC 2, og gir tverrsnittets momentkapasitet etter spennings- og tøyningens kapasitetene til materialene forutsatt en delvis utnyttet trykksone for betongen og likevekt om trykkresultanten.

Etter EC2 pkt. 6.1(2) gjøres følgende forutsetninger når bøyning beregnes:

- Full heft mellom armering og betong
- Spennings- og tøyningsegenskaper ihht. EC2 3.1.7
- Sees bort fra betongens strekkfasthet



Figur 3.5 – Rektangulær spenningsfordeling

Det anbefales:

Dimensjonering av BD-dekker for momentkapasitet kan utføres som for fulltverrsnittplater når en tar hensyn til den spesielle tverrsnitts-formen. For BubbleDeck beregninger må det foretas kontroll for trykkbrudd i nærhet av kulene.

Den konstruktive oppførsel for BubbleDeck med hensyn til bøyning er identisk lik den konstruktive oppførsel til en fulltverrsnittplate. En BubbleDeck plate med samme dimensjoner og armering har

tilnærmet samme bærekapasitet som en fulltverrsnittplate. Nedbøyninger er imidlertid større for BubbleDeck.

4.2.2 Skjærkraftkapasitet. Dimensjonering for skjær og gjennomlokking
Kapasiteten for skjær dimensjoneres etter EC 2 pkt. 6.2 og 6.4.

Skjærkapasitet til BubbleDeck plater er avhengig av effektivt betongtverrsnitt og er lavere enn for fulltverrsnitts-plater. Ved forenklet dimensjonering kan skjærkapasiteten settes lik 0,60 av fulltverrsnittets skjær-kapasitet). Ved mer nøye utregning vil en normalt se en kapasitet nærmere 0,80.

I soner med konsentrerte laster som for eksempel ved søyler, anbefales det i søylenes umiddelbare nærhet, å fjerne boblene minimum inntil 2d og erstatte dem med fulltverrsnitt. Kontroll for gjennomlokking utføres derfor som ved fulltverrsnitt.

4.2.3 Forankring og skjøting av armering
Regler for forankring og skjøting er beskrevet i EC 2 pkt. 8.4 og 8.7.

4.3 Bruksgrense

I bruksgrensetilstand er det generelt nødvendig å påvise

- Forskyvninger (nedbøyninger)
- Riss (avhengig av eksponeringsklasse)
- Dynamiske egenskaper

4.3.1 Forskyvninger (nedbøyninger)

I følge EC 2 pkt. 7.4 skal det påvises ved beregning at forskyvningene ikke er skadelige for bruken av konstruksjonen eller tilsluttede bygningsdeler, eller overskrider spesifiserte brukskrav.

Anbefalinger

For BubbleDeck-elementer betyr det at nedbøyninger skal kunne beregnes. Selv om nedbøyninger etter EC 2 pkt. 7.4.1(4) hører til de betingede krav uten absolutt å måtte, er det å anbefale at maksimalnedbøyningen ikke overskrider 1/250 av spennvidden.

Ved kontroll av nedbøyninger må risslast bestemmes. Før riss oppstår, kan deformasjoner beregnes på uoppsprukket tverrsnitt, dvs. stadium 1, men etter risslast må nedbøyningene beregnes i opprisset tilstand, dvs.. stadium 2. Tverrsnittets stivhets-egenskaper beregnes derfor både i risset og urisset stadium. Langtidseffekter skal tas i betraktning.

4.3.2 Risskontroll

Risskontroll avhengig av eksponeringsklasse beregnes og kontrolleres etter EC 2 pkt. 7.3 som for andre betong konstruksjoner.

NA.7.3.1 Generelle forhold

NA.7.3.1(5) Av hensyn til konstruksjoners bestandighet begrenses den beregningsmessige rissvidden w_k avhengig av konstruksjonens miljømessige eksponeringsbetingelser. Grenseverdien w_{max} for den beregningsmessige verdien av w_k er gitt i tabell NA.7.1N. Her tar faktoren k_c hensyn til virkningen av større overdekning enn kravet til $C_{min,dur}$, og bestemmes av uttrykket;

$$k_c = C_{nom} / C_{min,dur} \leq 1,3$$

(NA.901)

Tabell NA.7.1N – Grenseverdier av w_{max} (mm)

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ³⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ¹⁾	Ofte forekommende	0,30 k_c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning ²⁾
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k_c	Ofte forekommende	Trykkavlastning ²⁾
XSA	Vurderes særskilt ⁴⁾		Vurderes særskilt ⁴⁾	

¹⁾ For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst ΔC_{dur} inn i trykksonen.

³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmering benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekk-tøyningen i armeringen på siden med størst tøyning, ϵ_{s2} er strekk-tøyningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

4.3.3 Dynamiske egenskaper

Det heter i TEK 17 pkt. 10.2 at:

Byggverket skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot brudd og tilstrekkelig stivhet og stabilitet for laster som kan oppstå under forutsatt bruk. Kravet gjelder byggverk under utførelse og i endelig tilstand.

Videre heter det i pkt. 13.6:

NS 8176:2017 fastsetter en metode for måling av vibrasjoner i bygninger forårsaket av landbasert samferdsel (vei- og skinnegående trafikk), samt angir kriterier for bedømmelse av helkroppsvibrasjoner i boliger.

Erfaringer viser at vibrasjonsforhold i boliger ligger på tilfredsstillende nivå, dersom en legger til grunn de anbefalte grenseverdiene i vibrasjonsklasse C i NS 8176:2017.

Elementenes slankhet gir en indikasjon på svingeømfintlighet. Som *aktsomhetsregel* gjelder derfor at det for konstruksjonselementer som utsettes for dynamiske laster, i det minste gjennomføres et beregningsoverslag over egenfrekvens. Faller konstruksjonens egenfrekvens, eller et multiplum av denne, sammen med frekvensen til maskinelt utstyr, eller er mindre enn 7 Hz for dekker hvor det drives sportsaktiviteter, bør en nærmere svingningsundersøkelse foretas.

4.3.4 Etterspente BubbleDeck-konstruksjoner

Spennarmering i BubbleDeck kan benyttes, dersom en ønsker å begrense nedbøyning. Etterspent armering kan utføres med eller uten samvirke (injisering) på samme måte som det utføres på vanlige flatdekker (10).

Konstruktivt legges spennkabler med krumning i kanaler over forskalingsplaten. Plass til kabelkanaler og vil imidlertid påvirke kulenes plassering. Ved kablens forankringsender er det nødvendig å fjerne kuler for å kunne få plass til spennkablens forankring.

Beregning og dimensjonering av forspente BD konstruksjoner gjøres etter de samme prinsipper som for normale konstruksjoner med spennarmering. Beregning av spennkraften kan betraktes som en last på konstruksjonen. Det bør alltid legges inn ordinær armering i tillegg til spennarmering. Spesiell oppmerksomhet må knyttes til fuger.

5. Konstruktiv utforming

5.1 Geometri og dimensjoner


BubbleDeck kan tilpasses en vilkårlig geometrisk utforming av et dekke i grunnplanet. Et regulært mønster vil imidlertid redusere antallet elementtyper mht. geometrisk utforming og muliggjøre rasjonell produksjon og utførelse.

Med hensyn til dekketykkelse, produseres BubbleDeck i et begrenset antall typer hvis hovedkarakteristika er vist i tabell 5.1. Dekketykkelsene dekker et praktisk anvendelsesområde med tykkelser fra 230 til 450mm og med spennvidder fra 7 til 18m. Elementene betegnes med BD og dekketykkelse i mm, eksempelvis BD 340 for et dekke med tykkelse 340mm.

De ulike elementtyper dekker ulike spennvidder. Se tabell 5.1. Med individuell dimensjonering mht. armering, kan elementtypene optimaliseres.

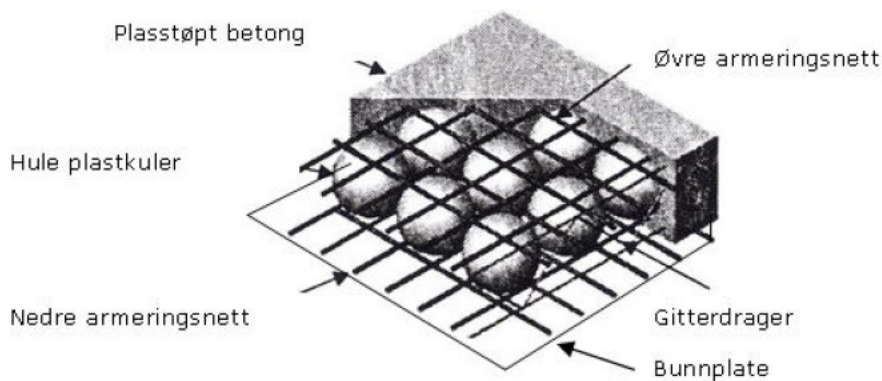
Av produksjonsmessige og transportmessige hensyn leveres BD elementer med maks bredde og lengde på hhv 3,0 og 14,0m. Normale leveringsbredder er imidlertid 2,40m og maks lengde 12,00m

Tabell 5.1

Bubble Deck [®]					
Dekke type	Kule diameter	Volum pr. kule	Antall kuler pr.	c/c plastkule	Fradrag volum betong
	mm	m ³	m ²	mm	m ³
230	180	0,003	25,0	200	0,076
280	225	0,006	16,0	250	0,095
340	270	0,010	11,1	300	0,115
400	315	0,016	8,2	350	0,134
450	360	0,024	6,3	400	0,153
Dekke type	Volum betong ferdig dekke	Egenvekt dekke	Utstøping på byggeplass	Spennvidder	Utkrager
	m ³ /m ²	kg/m ²	m ³ /m ²	m	m
230	0,154	400	0,120	5 - 8	2,3
280	0,185	480	0,150	7 - 10	2,8
340	0,225	590	0,190	8 - 11	3,4
400	0,266	700	0,240	9 - 13	4,0
450	0,297	780	0,270	10 - 16	4,5

5.2 Armeringsregler for lengdearmering, skjærarmering

Figur viser et snitt gjennom et BubbleDeck element hvor armeringen synliggjøres. Som hovedarmering benyttes nedre og øvre armeringsnett som bindes sammen med langsgående gitterdragere. Det nedre og øvre armeringsnett er samtidig plassholdere for de hule plastkulene.



Det nedre armeringsnett ligger i bunnplate. Bunnplatenettet dimensjoneres etter behov ut fra spennvidder og belastning, alternativt benyttes standard nett for alle elementer men hvor tilleggsarmering dimensjoneres ut fra behov. Tilleggsarmering, underkant, legges normalt i bunnplaten og mellom kulene.

Det øvre armeringsnett hindrer kuler i å flyte opp ved støping samtidig som det begrenser rissutvikling. Over søyler legges tilleggsarmering etter behov ut fra spennvidder og belastning. Tilleggsarmeringen i overkant legges på byggeplass og er en del av den plastøppte betongplate. Tilleggsarmeringen legges mellom kulene. Hvis behov tilsier det, kan tilleggsarmeringen legges som buntet armering.

Primært prøver en å dimensjonere betongplaten slik at ekstra skjærarmering ikke er nødvendig. Konstruktivt gjøres dette ved at kulene fjernes i søylenes umiddelbare nærhet, og dimensjoneres som fulltverrsnitt. Hvis er skjærarmering er nødvendig, kan dette utføres som ved massivplater.

Elementfuger må vises spesiell oppmerksomhet. Fugearmering må i tillegg til å kunne ivareta momentkapasitet sikres forankring. Dette ivaretas ved dimensjonering med redusert heftkapasitet, og anordning av forankringsbøyer i element nær fuge. Videre anbefales at fugearmeringen avsluttes trinnvis for ikke å initiere dominante rissanvisere,

Dersom beregning og dimensjonering utføres etter prinsipper og metoder som flatdekker, kan de enkelte elementer konstruktivt anordnes som felt og platestriper

5.3 Armeringsnett

I Bubbledeck legges ferdigproduserte armeringsnett. Nettene produseres av en robot etter prosjektert formtegning og leveres til fabrikk. Jernene blir plassert systematisk iht. kulenes plassering til hverandre. I tabellen under vises intensiteter man kan forvente ved bruk av forskjellige kamstørrelser. Nettene må detaljprosjekteres og tabellen under er kun veiledende verdier.

		Normal		1 ekstra jern pr/m		2 ekstra jern pr/m		3 ekstra jern pr/m		4 ekstra jern pr/m	
		Lengde	Tverr	Lengde	Tverr	Lengde	Tverr	Lengde	Tverr	Lengde	Tverr
BD280	ø8	377	392	427	442	477	492	527	542	577	592
	ø10	589	612	667	691	746	769	824	848	903	926
	ø12	848	881	961	994	1074	1107	1187	1220	1300	1333
	ø16	1508	1568	1709	1769	1910	1970	2111	2171	2312	2372
BD340	ø10	550	518	628	597	707	675	785	754	864	832
	ø12	791	746	904	859	1017	972	1130	1085	1243	1198
	ø16	1407	1327	1608	1528	1809	1729	2010	1930	2211	2131
BD400	ø10	455	447	534	526	612	604	691	683	769	761
	ø12	655	644	768	757	881	870	994	983	1107	1096
	ø16	1166	1146	1367	1347	1568	1548	1769	1749	1970	1950
BD450	ø10	393	393	471	471	550	550	628	628	707	707
	ø12	565	565	678	678	791	791	904	904	1017	1017
	ø16	1005	1005	1206	1206	1407	1407	1608	1608	1809	1809

5.4 Produksjon og toleranser

Det stilles krav til produksjon og håndtering av bunnplateelementene med nettarmoring og feste av kuler. Kulenes plassering må være nøyaktig. Maks avvik fra oppgitte mål må høyst være 10mm.

References

1. *NS-EN 1992-1-1 2004+NA 2018*. 2018.
2. *NS-EN 1990-2002/A1:2005+NA2010*
3. *NS 3576-1,-2,-3 og -4*
4. *NS 3420: Beskrivelse afor bygg og anlegg*
5. *NS 13670:2009+NA:2010*
6. *NS-EN 1991-1 Egenvekt og nyttelaster,-3 snølaster,-4 vindlaster,-7 ulykkeslaster*
7. *DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1998*
8. *DIN 1045: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessund und Konstruktion. Juli 2001*
9. *ISO 10137 Bases of design og streuctures, Serviceability of buildings against vibration (1992)*
10. *Norsk Betongforening publikasjon nr 33*
11. *11- Betonkalender 1986*
12. *Pfeffer, K: Untersuchungen zum Biege- und Durschstantztragverhalten von zweiachsigen Hohlkörperdecken, Dissertaition, TU Darmstadt, VDI-Fortschritt-Berichte, Reihe 4, Nr. 178, VDI Verlag Düsseldorf, 2002.*
13. *"Bending strength and deflection behaviour"*
[A1] Report from the Eindhoven university of technology/ the Netherlands (utsnitt 3s)
14. *Schnellenbach-Held, M Pfeffer K.*
(A2) *Untersuchungen an Bubbledeck Modulen – Biegung. "Unveröffentlicher Untersuchungsbericht, Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt. 1998*
15. *"Forschunf Zweiachsige Hohlkörperdecke"*
(A3) *Darmstad Concrete (annual journal on Concrete and Concrete Structures (1999) (1 side tysk)*
16. *"Shear strength"*
(B1) *Reprot from AEC consulting engineers Ltd./Professor M.P.Nielsen. – Technical university of Denmark (5 sider)*
17. *"Shear strength"*
(B2) *Report from A+U research institute / Professor Kleinmann – The Eindhoven university of Technology/ The Nederlands, Okt 1999. (9+52 sider+vedlegg, hollandsk)*
18. *Schnellenbach-Held, Denk, H*
(B3) *Untersuchungen an Bubbledeck Modulen – Lokaskes durchstanzen Unveröffentlicher untersuchungesbericht, institute für massivbau, technische Universität Darmstadt (2000). (65 sider tysk)*
19. *"Shear strength"*
(B4) *"Optimering af betonkonstruksjoner ved anvendelse av Bubbledeck (Skjær)» Rapport ingeinørhøyskolen i Århus. 2000. (36 sider dansk)*
20. *«Gjennomlokkingsstyrken af Bubbledæk og statiske og dynamiske gjennomlokningsforsøg med bobledæk»*
(B5) *Rapport DTH Danmark 2002. (3 sider, engelsk)*
21. *«Anchoring»*
(C1) *Test report by Konning & Bienfait b.v./ The Nederlands (1997) (3 sider, hollandsk)*
22. *"Notes on the moment capacity in a Bubbledeck joint.*
(C2) *Rapport BYG-DTU R-074 (2003) (Tim Gudmand Høyer) (36 sider, engelsk)*
23. *Forsøg vedr. Momentkapasiteten af en samling i Bubbledeck*
(C3) *Rapport BYG-DTU SR-03-20 (2003) (29 sider dansk)*
24. *Fire*
(D1) *TNO-report for the Weena toer/Rotterdam (15 sider, hollandsk)*

25. Fire.
(D2) TNO-report for 230mm deck – firesafe in 120 minutes (13 sider, hollandsk)
26. Fire
(D3) German test certificate number P-SAC 02/IV-065 according to DIN 4102-2
(3 sider, engelsk)
27. Fire
(D4) A draft calculation over the internal pressure from heated air. (2 sider engelsk)
28. Creep
(E1) Report from the eindhoven university of technology/The nederlands
(utsnitt 1 side, hollandsk)
29. Creep
(E2) Darmstadt concrete (annual jurnal on concrete and concrete structures).
(utsnitt 1 side, engelsk)
30. Noise
(F1) Report from adviesbureau peutz & Associates b.v.: Comparison of BubbleDeck vs. Hollow core (6 sider, hollandsk)
31. Noise
(F2) German test certificate number P-sac 02/IV-065: Solid and live load insulation (12 side engelsk)
32. Noise
(F3) Test report from Adviesbureau Peutz & Associates b.v.: Sound resistance. March 2004
(20 sider, hollandsk)
33. Noise
(F4) Test report from Ian Sharland Ltd: Airborne and Impact sound Insulation. Nov 2005(10+11 sider + vedlegg, engelsk)
34. In general
(G1) report from Eindhoven university of technology/ the Nederlands. Broad comparison of concrete floor systems. December 2007 (utdrag 1 side hollandsk)
35. Comparison og cost price
(H1) report from the Eindhoven University of technology/The Nederlands (Utdrag 3 sider engelsk)
36. Comparison of cost price
(H2) Reeport from AEC consulting engineers Ltd/Professor M.P.Nielsen the technical university of Denmark. (Utdrag 4 sider)
37. Notat. “orientteering vedrørende plastmateriale i bobler med certifikat fra MFPA leipzig.
(2 sider, dansk, engelsk)
38. Hertz, Kristian
Some calculation principals for the load bearing capacity of Bubbledecks exposed to fire.
(report 2004) (15 sider, engelsk)
39. Bubbledeck nettsider
<http://www.Bubbledeck.com>
40. Sørensen, Svein
Betongkonstruksjoner. Armert betong og spennbetong. Tapir akademisk forlag 2006
41. Fabeko brosjyre 2007 – «Ny europeisk betongstandard»
42. Eibel J. Und Häuser-Combe U.
“Baudynamik”. Soderdruck aus dem betonkalender 1997, Ernst & Sohn Verlag
43. Con-Sving. Internt regneprogram for svingninger av konstruksjoner utsatt for maskiner og menneskelige aktiviteter. Forbedret utgave av svingeprogram utviklet for betongelementforeningen
<http://www.betongelementforeningen.no/svingninger/default.htm>
44. Andersen, Hans Iver og Bråten Christian.

«Plattendecker av typen Bubbledeck. Evaluering av flatedecker med redusert egenvekt»
Masteroppgave 2008, Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU.

VEDLEGG A

Anvendelser

Bilder og tegninger som viser prinsippene for BubbleDeck og deres bruk. Eksempler.



Figur A1 Dekkesystemet har fordeler som lav egenvekt, redusert materialforbruk og stor bæreevne i forhold til vekt.



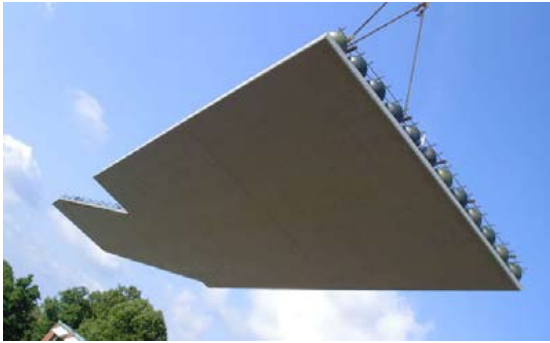
Figur A2 Hullplateelementene er bygget opp av en prefabrikkert betong bunnplate (filigranelement) med ferdigmontert armering og plastkuler ("Bobler") samt en overliggende del av plasstøpt betong



Figur A3 Fra produksjon av BD elementer i fabrikk



Figur A4 BubbleDeck (BD) er et byggesystem for dekkekonstruksjoner bestående av statisk sett, biaksialt virkende hullplateelementer i betong.



a)



b)



c)

Figur A5 Fra byggeplass. a)b)Element heises på plass. c) Dekke klart for støp



Figur A6 Fra byggeplass. Detalj ved søyler. I soner med konsentrerte laster (som ved søyler) anbefales det i søylenes umiddelbare nærhet å fjerne boblene og erstatte dem med fulltverrsnitt. Kontroll av gjennomlokking utføres derfor som ved fulltverrsnitt.

VEDLEGG B

Nyttige former for forenklede beregningsmetoder

B1 Plater

B2 Flatdekker

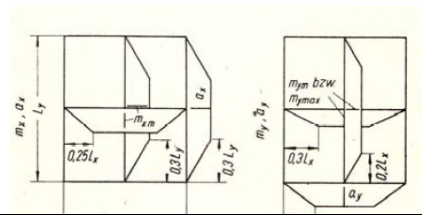
B3 Svingninger Plater

B1 Plater

B1.1 Plate fritt opplagt på fire rander

$$m_{im} = \frac{1}{k_i} \cdot p \cdot l_i^2 \text{ [kNm/m]}$$

$$f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{N} \text{ [m]} \quad N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$



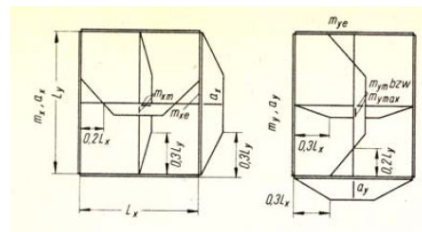
l_y/l_x	m_{xm}	m_{ym}	maks m_y	A_x	A_y	f
1,0	13,1	13,1	13,1	2,83	2,83	0,0082
1,1	10,9	13,5	13,5	2,50	2,96	0,0097
1,2	9,6	14,4	14,4	2,28	3,10	0,0111
1,3	8,7	15,8	15,8	2,13	3,26	0,0121
1,4	8,2	17,7	17,7	2,03	3,40	0,0129
1,5	7,8	20,0	19,9	1,95	3,53	0,0135
1,6	7,5	23,0	21,7	1,90	3,62	0,0140
1,7	7,3	26,7	23,5	1,87	3,70	0,0143
1,8	7,2	31,2	24,2	1,85	3,73	0,0145
1,9	7,2	37,0	24,9	1,83	3,76	0,0146
2,0	7,1	44,8	25,5	1,82	3,76	0,0147
mult	pl_x^2	pl_x^2	pl_x^2	pl_x	pl_x	pl_x^4/N

Tabell B1 Snittkrefter og nedbøyninger i firesidig fritt opplagt plate. Hentet fra [11]

B1.2 Plate. Med innspenning på fire rander

$$m_{im} = \frac{1}{k_i} \cdot p \cdot l_i^2 \text{ [kNm/m]}$$

$$f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{N} \text{ [m]} \quad N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$



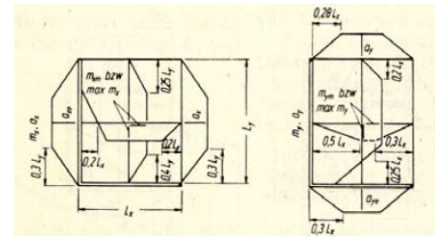
Tabell B2 Snittkrefter og nedbøyninger i firesidig innspent plate. Hentet fra [11]

L_y/L_x	m_{xm}	m_{ym}	maks m_y	m_{xe}	m_{ye}	A_x	A_y	f
1,0	39,1	39,1	39,1	16,3	16,3	2,65	2,65	0,0018
1,1	32,2	41,4	41,4	14,2	15,9	2,40	2,69	0,0021
1,2	28,2	45,6	45,6	12,8	15,9	2,23	2,75	0,0024
1,3	25,6	52,0	52,0	11,9	16,1	2,11	2,82	0,0026
1,4	24,0	61,1	61,1	11,3	16,3	2,03	2,88	0,0028
1,5	23,0	74,0	72,5	10,9	16,6	1,97	2,93	0,0029
1,6	22,3	92,0	81,2	10,6	17,0	1,94	2,96	0,0030
1,7	22,0	118,0	86,5	10,5	17,3	1,92	3,00	0,0030
1,8	21,0	155,0	92,6	10,5	17,6	1,91	3,02	0,0030
1,9	21,9	210,0	97,5	10,5	17,8	1,90	3,06	0,0030
2,0	21,9	294,0	94,5	10,5	18,1	1,90	3,07	0,0030
mult	pl_x^2	pl_x^2	pl_x^2	$-pl_x^2$	$-pl_x^2$	pl_x	pl_x	pl_x^4/N

B1.3 Plate. Med innspenning på to naborender, fritt opplagt på de to andre rander

$$m_{im} = \frac{1}{k_i} \cdot p \cdot l_i^2 \text{ [kNm/m]}$$

$$f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{N} \text{ [m]} \quad N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$



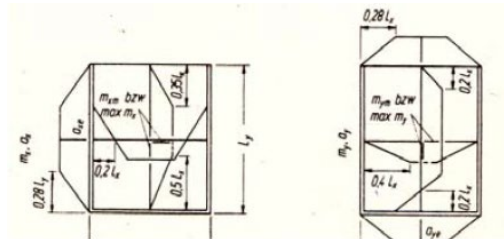
Tabell B3 Koeffisienter k_i for momenter og nedbøyninger plate, innspent på to og fritt opplagt på to naborender. Hentet fra [11]

l_y/l_x	m_{xm}	maks m_x	m_{ym}	maks m_y	min m_{xe}	min m_{ye}	f
1,0	26,6	23,4	26,6	23,4	11,1	11,1	0,0035
1,1	22,1	19,4	27,7	24,3	9,7	11,1	0,0042
1,2	19,3	17,0	29,9	26,3	8,7	11,1	0,0047
1,3	17,6	15,5	33,2	28,3	8,1	11,0	0,0052
1,4	16,4	14,5	37,7	31,2	7,7	11,1	0,0055
1,5	15,6	13,8	43,7	33,9	7,5	11,4	0,0056
1,6	15,2	13,4	51,6	35,7	7,2	11,4	0,0059
1,7	14,8	13,1	62,0	37,5	7,1	11,4	0,0060
1,8	14,6	13,0	75,9	39,1	7,1	11,4	0,0061
1,9	14,5	12,9	94,8	40,8	7,0	11,4	0,0061
2,0	14,5	12,9	12,1	42,3	7,0	11,4	0,0061
mult	pl_x^2	pl_x^2	pl_x^2	pl_x^2	$-pl_x^2$	$-pl_x^2$	pl_x^4/N

B1.4 Plate, innspent på tre rander og fritt opplagt på en rand.

$$m_{im} = \frac{1}{k_i} \cdot p \cdot l_i^2 \text{ [kNm/m]}$$

$$f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{N} \text{ [m]} \quad N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$



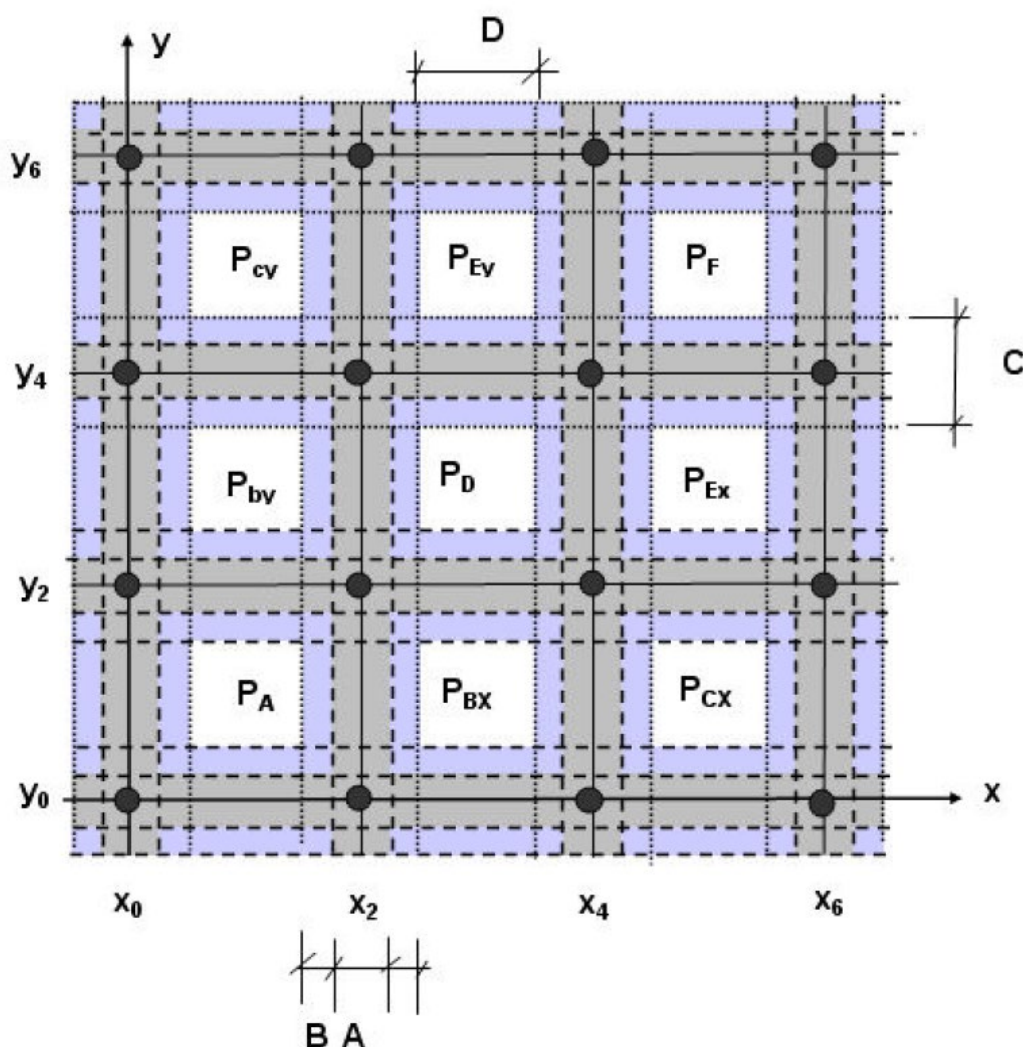
Tabell B4 Koeffisienter k_i for plate innspent på tre rander og fritt opplagt på en rand. [11]

l_y/l_x	m_{xm}	maks m_x	m_{ym}	maks m_y	min m_{xe}	m_{ye}	f
1,0	29,5	28,8	39,8	36,3	12,9	15,3	0,0024
1,1	26,2	25,6	45,2	40,0	11,8	15,5	0,0026
1,2	24,2	23,7	52,9	46,1	11,1	15,9	0,0027
1,3	22,9	22,6	63,6	49,0	10,7	16,2	0,0029
1,4	22,2	21,9	78,5	51,0	10,5	16,6	0,0030
1,5	21,8	21,6	99,5	54,7	10,3	16,9	0,0031
1,6	21,6	21,4	130	57,4	10,3	17,1	0,0031
1,7	21,5	21,4	175	59,9	10,3	17,4	0,0031
1,8	21,6	21,4	247	59,1	10,3	17,6	0,0031
1,9	21,7	21,6	371	58,2	10,3	17,9	0,0031
2,0	21,9	21,7	610	57,5	10,3	18,1	0,0031
mult	pl_x^2	pl_x^2	pl_x^2	pl_x^2	$-pl_x^2$	$-pl_x^2$	pl_x^4/N

B2 Flatdekker

I det følgende vises formler etter tilnærmet metode angitt i Norsk betongforenings publikasjon nr 33 [10] for beregning av momentkoeffisienter, gyldig for rektangulære systemer eller mønstre som vist i figur B1 og hvor spennviddene i hver av retningene tilfredsstillers betingelsen $l_{\min} > 0,7 l_{\max}$.

Momentene kan da beregnes med koeffisienter (se tabell B3) som gjelder dersom det er minst tre felt i begge retninger. Dersom det er to felt, vil beregningen skje som for plater over to felt. Med ett felt er systemet statisk bestemt. Med momentstive forbindelser mellom søyle og plate virker konstruksjonen som en ramme. Søylene betegnes som hjørnesøylar, randsøylar, innersøylar, som 1. randsøyle, 1. innersøyle osv.



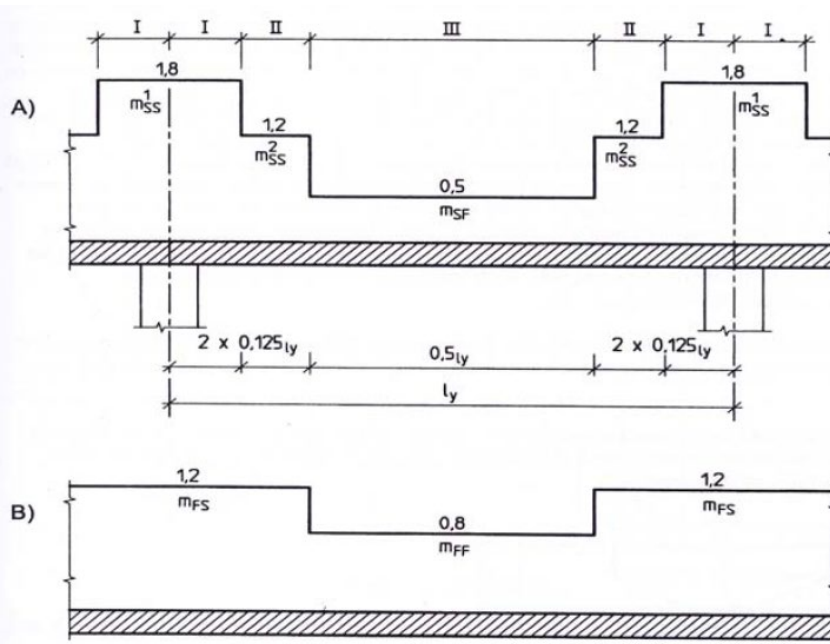
B 1 Regulært flatdekkessystem med inndeling i søyle- og feltstriper. De merkede striper: A: 1. søylestripe i y retning; B: 2. søylestripe, her i y -retning; C: Søylestripe i x retning; D: feltstripe i y -retning. $P_A - P_F$ platefelt med ulike randbetingelser

Figur B2 viser en forutsatt fordeling av momentene mellom søyle- og feltstriper. Feltstripens bredde er forutsatt $0,5$ x spennvidden, og bredden hver av søylestriperne er forutsatt til $0,25$ x spennvidden vinkelrett på spennretningen. Momentintensiteten for hhv støttemomenter og feltmomenter fremgår av figuren.

De benyttes følgende betegnelser: for støttemoment m_s og feltmoment m_f

m_{SF} = Støttemoment i feltstripen (kNm/m) og m_{SS} = Støttemoment i søylestripen

m_{FS} = Feltmoment i søylestripen og m_{FF} = Feltmoment i feltstripen



B 2 Fordeling av støttemomenter hhv. Feltmomentene i x-retning (kNm/m)

Tabell B5 Koeffisienter for bestemmelse av lokale momentintensitet [10]

Felt	Søylestripe 1			
	m_{ii}	k_g^{S1}	k_{q1}^{S1}	k_{q2}^{S1}
Endefelt	m_{FS1}^1	0,0936	0,120	-0,023
Første innerstøtte	m_{SS2}^1	-0,193	-0,218	0,0234
Andre Felt	m_{FS3}^1	0,0432	0,096	-0,054
Andre innerstøtte	m_{SS4}^1	-0,142	-0,200	0,0576
Felt "i"	m_{FS1}^1	0,0552	0,1082	-0,054
Stotte "i"	m_{SS1}^1	-0,142	-0,200	0,0576

Felt	Søylestripe 2			
	m_{ii}	k_g^{S2}	k_{q1}^{S2}	k_{q2}^{S2}
Endefelt	m_{FS1}^2	0,0936	0,120	-0,023
Første innerstøtte	m_{SS2}^2	-0,1284	-0,1452	0,0156
Andre Felt	m_{FS3}^2	0,0432	0,096	-0,054
Andre innerstøtte	m_{SS4}^2	-0,0948	-0,133	0,0384
Felt "i"	m_{FS1}^2	0,0552	0,1032	-0,054
Stotte "i"	m_{SS1}^2	-0,0948	-0,133	0,0432

Felt	Feltstripe			
	m_{ii}	k_g	k_{q1}	k_{q2}
Endefelt	m_{FF1}	0,0624	0,080	-0,0152
Første innerstøtte	m_{SF2}	-0,0535	-0,061	0,0065
Andre Felt	m_{FF3}	0,0288	0,064	-0,036
Andre innerstøtte	m_{SF4}	-0,0395	-0,0555	0,016
Felt "i"	$m_{FF,i}^2$	0,0368	0,0688	-0,036
Stotte "i"	$m_{SF,i}^2$	-0,0395	-0,193	0,018

VEDLEGG C

Beregnings- og dimensjoneringseksempler

C1 Snittkrefter og nedbøyninger etter håndbokformler for plater

C2 Beregning og dimensjonering etter flatdekkemodell



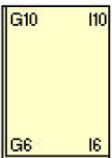
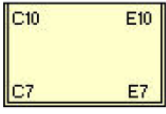
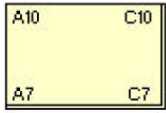

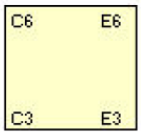
C3 Beregning og dimensjonering med FE modellering

C4 Kontroll av egenfrekvenser etter platemodell

C 1 BEREGNING OG DIMENSJONERING UT FRA SNITTKREFTER FRA HÅNDBOK FORMLER FOR PLATER.

For overslagsberegninger og for kontroll av avanserte FEM-beregninger kan enkle håndbokformler for plater benyttes. Tabeller for modeller av plater med utvalgte randbetingelser er sammenstilt i vedlegg B. Hvordan disse modeller kan benyttes for dekkekonstruksjonen vist i figur 3.1 er vist i tabell C1. Som numerisk eksempel gjennomføres en beregning for platefelt P2 som er et hjørnefelt begrenset av aksene (G,1-4) og (I,1-4).

Tabell C1 Modellvalg. Se også figur 3.1 i hovedrapport.

Plate	Modell	ly/lx	Tabell	Kommentar
P1		1,2	B 1.4	<i>Kontinuerlig plate på ut mot rand.</i> Modell: Plate med innspenning på tre render. En rand fritt opplagt
P2		1,25	B 1.3	<i>Plate i hjørne</i> Modell: Plate med innspenning på to render. To render fritt opplagt
P3		1,66	B 1.3	<i>Plate i hjørne</i> Modell: Plate med innspenning på to render. To render fritt opplagt
P4		1,25	B 1.4	<i>Kontinuerlig plate over flere felt.</i> Modell: Midtfelt plate innspent på tre sider, en side fritt opplagt.
			B 1.3	Endefelt kontinuerlig plate som hjørneplate innspent på to sider og fritt opplagt på to sider.
P5		1,25	B 1.2	<i>Plate sentrum av felt A1-7 og G1-7</i> Modell: For jevnt fordelt last over alle felt kan platen betraktes som plate med innspente render. For last kun i felt C3-C5 og E3-E6 kan platen betraktes som fritt opplagt. En begrunnet skjønnsmessig vurdering av innspenningsgrad kan aksepteres.
			B 1.1	

Platefelt P2 (G,1-4) og (I,1-4)

Grunnlag:

- System: Rektangulær plate, fritt opplagt langs to render, innspent på to render
- Spennvidder: $l_x=12,0\text{m}$, $l_y=15,0\text{m}$, $l_{\min}/l_{\max}=l_y/l_x=15,0/12,0=1,25$
- Platetykkelse: Velger BubbleDeck. $t=450\text{mm}$
- Betong: Betong B35
- Armering Stål B500NC. nett # 12mm. + mellom kuler $2\varnothing 20$ nede og $2\varnothing 10$ oppe.
- Overdekning: 25mm, . Statisk høyde $d \Rightarrow d_{\text{mid}}=450-(25+10)=415\text{mm}$
- Søylar Søyletverrsnitt $450 \times 450\text{mm}$

Kommentar

Plater støttet på flere søylar langs rendene betraktes som plate med opplegg langs disse render. De sider av platefeltene som vender mot randen av hele dekket, eksempelvis I1-I4 regnes å ha fritt opplegg, mens sidene som har kontinuitet med nabofelter, regnes å ha innspenning. Platefelt P2 som er et hjørnefelt kan da betraktes som plate, innspent på to naborender og fritt opplagt på det to andre render. Dekket skal dimensjoneres etter NS-EN-1992-1-1

Dimensjonerende laster

Brukgrensetilstand

Dimensjonerende faktorer hentes fra tabell NA.A1.1 og benyttes i formler fra tabell A1.4

Egenlast : $G_{k,1} = 7,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{G.1} = 1,00$

Påstøp : $G_{k,2} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{G.2} = 1,00$

Nyttelast $Q_{k,1} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{Q.1} = 1,00$,

$$\varphi_0 = 0,7, \varphi_1 = 0,5, \varphi_2 = 0,3$$

Karakteristisk: $7,8 + 1,5 + 5 \cdot 0,7 = 12,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Ofte forekommende: $7,8 + 1,5 + 5 \cdot 0,5 = 11,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Tilnærmet permanent: $7,8 + 1,5 + 5 \cdot 0,3 = 10,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Bruddgrensetilstand

Egenlast : $G_{k,1} = 7,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{G.1} = 1,2$

Påstøp : $G_{k,2} = 1,5 \frac{kN}{m^2} \gamma_{G,2} = 1,2$

Nyttelast $Q_{k,1} = 5,0 \frac{kN}{m^2} \gamma_{Q,1} = 1,5 \cdot \varphi_0 = 0,7$

6.10a: $7,8 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 1,35 + 5 \cdot 1,05 = 17,8 \frac{kN}{m^2}$

6.10b: $7,8 \cdot 1,2 + 1,5 \cdot 1,2 + 5 \cdot 1,5 = 18,66 \frac{kN}{m^2}$ Dimensjonerende!

Snittkrefter Bøying

Bruddgrensetilstand

Maks momenter i plate ved jevnt fordelt last

x-retning: $m_{xm} = \frac{1}{k_x} \cdot p \cdot l_x^2$ y-retning: $m_{ym} = \frac{1}{k_y} \cdot p \cdot l_y^2$

koeffisienter k_x, k_y, k_f fra tabell B1.3 (Vedlegg B)

For $l_y/l_x = 1,25$ (interpolerte verdier benyttes)

maks: $k_x=16,1$ maks: $k_y=27,3$ min $k_{xe}=8,4$ min $k_{ye}=11,05$ $k_f=0,00495$

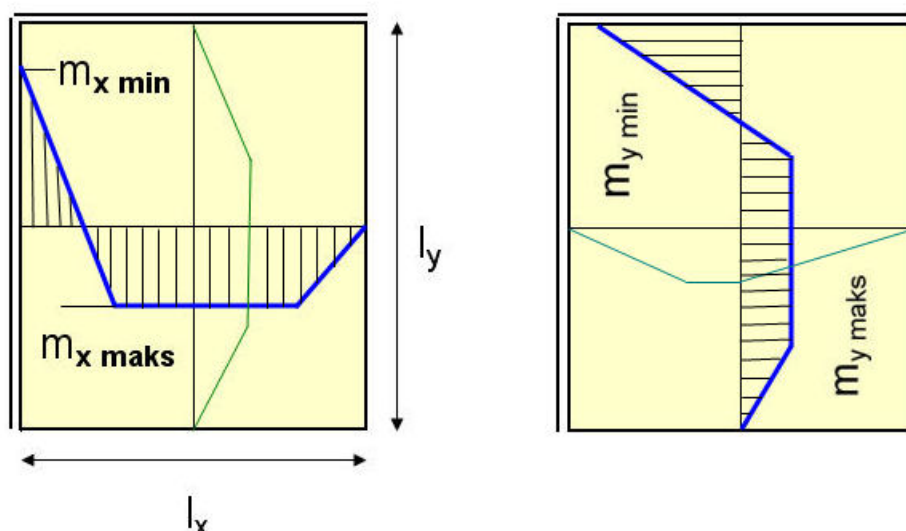
Bruddgrensetilstanden: $q=18,66kN/m^2$

$$m_x = \frac{1}{16,1} \cdot 18,66 \cdot 12^2 = 166,9 \text{ kNm}$$

$$m_y = \frac{1}{27,3} \cdot 18,66 \cdot 12^2 = 98,4 \text{ kNm}$$

$$m_{xe} = \frac{1}{8,4} \cdot 18,66 \cdot 12^2 = -319,9$$

$$m_{ye} = \frac{1}{11,05} \cdot 18,66 \cdot 12^2 = -243,2$$



Figur C2 Momenter i x (venstre)z hhv y (til høyre) retning etter forenklet platemodell.
 $m_{x \text{ maks}}=167\text{kN/m}$, $m_{x \text{ min}}=-320\text{kN/m}$, $m_{y \text{ maks}}=98\text{kN/m}$, $m_{y \text{ min}}=-243\text{kN/m}$,

Dimensjonering av BD

BD 450

Dekketykkelse $t=450 \text{ mm}$

Overdekning 25 mm

Fasthetsklasse B35

Effektivdybde $d = 450 - 25 - 12 - 6 = 407$

Betongens strekkfasthet $M_{cd} = 0,28 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$

$$M_{cd} = 0,28 \cdot 19,8 \cdot 1000 \cdot 407^2 = 918 \text{ kNm}$$

Velger $\varnothing 12$ nett med 4 ekstra stenger per/m (ref. armeringstabell)

$$A_s = 1017 \text{ mm}^2$$

$$M_d = A_s \cdot f_{cd} \cdot z$$

$$A_s = 1017 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$d = 450 - 25 - 12 - 6 = 407 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{165 \text{ kNm}}{435 \cdot 407 \cdot (1 - 0,17 \cdot \frac{165}{918})} = 961 \text{ mm}^2$$

Valgt armeringsnett har nødvendig kapasitet.

Deformasjoner, nedbøyning

Nedbøyning som plate, plate med jevnt fordelt last $f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N}$

$$N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$$

Stivheter:

Urisset tverrsnitt BD: $I_{BD} = 2a \cdot \left[\frac{d^3}{12} - \frac{D^5 \cdot \pi}{480 \cdot a^2} \right] = 2a \cdot \left[\frac{d^3}{12} - 0,124 \cdot a^3 \right]$

Risset tverrsnitt BD: $I_c = \left[\xi \cdot \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} + \eta \cdot \rho \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot b \cdot d^3 + (\eta - 1) \cdot b \cdot d \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 \right]$

Plate, idealisert tverrsnitt med "fiktiv tykkelse" t^* $N = D = \frac{t^{*3} \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$

Antagelser: BD450
 $t=450$ mm
 $D(\text{kule})=360$
 BD «enhetsbredde»= $2a=400$ mm
 Stegbredde= 40 mm
 Flensbredde= $b_f = 400 - 40 = 360$
 Flenstykkelse=50 mm $d=415$ mm
 Betong B35 $E_c=27000$ N/mm²
 Armering B500NC $E=200000$ N/mm² $A_s = 628$ mm²

Urisset tverrsnitt:

Tverrsnittsareal A og arealtregghetsmoment I (armering neglisjert)

$$A = 2 \cdot a \cdot h - \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 2 \cdot 200 \cdot 450 - \pi \cdot \frac{360^2}{4} = 78264 \text{ mm}^2$$

$$I_{BDI} = B \cdot \left[\frac{h^3}{12} - 0,124 \cdot a^3 \right] = 400 \cdot \left[\frac{450^3}{12} - 0,124 \cdot 200^3 \right] = 26,407 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

For 1 m bredde $I_{BDI} = 66,01 \cdot 10^8$

Risset tverrsnitt:

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27600} = 7,24 \quad \eta \cdot \rho = \eta \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 7,24 \cdot \frac{628}{40 \cdot 415} = 0,2739$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{157}{40 \cdot 415} = 0,0095 \quad \eta \cdot \mu' = (\eta - 1) \cdot \rho' = 6,24 \cdot 0,0095 = 0,0593$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{b \cdot d} = \frac{50 \cdot 360}{40 \cdot 415} = 1,0843$$

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 0,2739 + 0,0593 + 1,0843 = 1,418$$

$$B = \eta \cdot \mu' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d} \right) + f \cdot \left(1 - \frac{t}{2 \cdot d} \right) = 0,0593 \cdot 0,91 + 1,0843 \cdot 0,96 = 1,095$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2 \cdot A - 2B} - A = 0,2119$$

$$\alpha \cdot d = 0,2119 \cdot 415 = 87,9 \text{ mm}$$

$$\xi = 1 + \frac{b_f}{b} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d} \right)^3 - 3 \cdot \frac{b_f}{b} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d} \right)^2 + 3 \cdot \frac{b_f}{b} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d} \right) = 9,278$$

$$I_c = 9,801 \cdot 10^8$$

For 1 m bredde $I_{BDI} = 24,5 \cdot 10^8$

Forholdet stivheter til risset tverrsnitt/urisset tverrsnitt er $24,50/66,01=0,37$

Ekvivalente platetykkelser for massive tværsnitt (betong) med samme stivheter:

$$\text{Urisset tværsnitt: } t = h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot E_c \cdot I_c}{b \cdot E_c}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 27600 \cdot 66,01 \cdot 10^8}{1000 \cdot 27600}} = 427 \text{ mm}$$

Det er blitt gjort beregninger i FEM som viser at ekvivalent stivhet til urisset tværsnitt BD mot massivt er 98% Se vedlegg E.

$$\text{Risset tværsnitt: } t = h = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot E_c \cdot I_c}{b \cdot E_c}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 27600 \cdot 24,5 \cdot 10^8}{1000 \cdot 27600}} = 307 \text{ mm}$$

Platestivheter

$$\text{Urisset tværsnitt: } N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{427^3 \cdot 27600}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 1,865 \cdot 10^5 \text{ kNm}$$

$$\text{Risset tværsnitt: } N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{307^3 \cdot 27600}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 0,693 \cdot 10^5 \text{ kNm}$$

Nedbøyning plate for de karakteristiske laster $g=9,8 \text{ kN/m}^2$ $p=5,0 \text{ kN/m}^2$

Urisset tilstand

$$\text{Egenlast: } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 9,3 \cdot \frac{12^4}{1,865 \cdot 10^5} = 5,2 \text{ mm}$$

$$\text{Nyttelast } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 5 \cdot \frac{12^4}{1,865 \cdot 10^5} = 2,8 \text{ mm}$$

Risset tilstand

$$\text{Egenlast: } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 9,3 \cdot \frac{12^4}{0,693 \cdot 10^5} = 13,9 \text{ mm}$$

$$\text{Nyttelast } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 5 \cdot \frac{12^4}{0,693 \cdot 10^5} = 7,5 \text{ mm}$$

Nedbøyninger bruksgrensetilstand, korttid- og langtidslast

Dim. Korttidslast $q_{kort} = 0,6p = 3$

Dim. Langtidslast

Beregner kryptall: $\varphi = 2,75$ (RH40%)

$$\text{E-modul lang } E_{cl} = \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = \frac{27600}{1 + 2,75} = 7360 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Korttidsnedbøyning

$$\text{Urisset } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 3 \cdot \frac{12^4}{1,865 \cdot 10^5} = 1,7 \text{ mm}$$

$$\text{Risset } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 3 \cdot \frac{12^4}{0,693 \cdot 10^5} = 4,5 \text{ mm}$$

Langtidsnedbøyning

Fra langtidslast må de reduserte platestivheter tas i betraktning. Platestivhetene blir

$$\text{Urisset: } N_{urisset} = 0,497 \cdot 10^5 \text{ kNm} \quad \text{Risset } N_{risset} = 0,185 \cdot 10^5 \text{ kNm}$$

$$\text{Urisset } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 11,3 \cdot \frac{12^4}{0,497 \cdot 10^5} = 23,6 \text{ mm}$$

$$\text{Risset } f = k_i \cdot \frac{p \cdot l_i^4}{N} = 0,0050 \cdot 11,3 \cdot \frac{12^4}{0,185 \cdot 10^5} = 63,3 \text{ mm}$$

Total nedbøyning etter lang tid:

$$\text{Urisset } f_m = 1,7 + 23,6 = 25,3 \text{ mm}$$

$$\text{Risset } f_m = 4,5 + 63,3 = 67,8 \text{ mm}$$

Kommentar

Nedbøyning er beregnet i urisset og risset tilstand for både kortidslast og langtidslast. Største totale deformasjon i platefelt P2 utgjør ca. L/176 i risset tilstand. Tilfellet risset tverrsnitt over hele platen vil neppe være realistisk og det vil være akseptabelt for moderate nyttelaster å gjennomføre nedbøyningsberegninger i urisset tilstand samtidig som beregnede nedbøyninger i risset tilstand tas med i en vurdering. Ved høye nyttelaster er det naturlig å ta en delvis opprissing av platen med i beregningen.

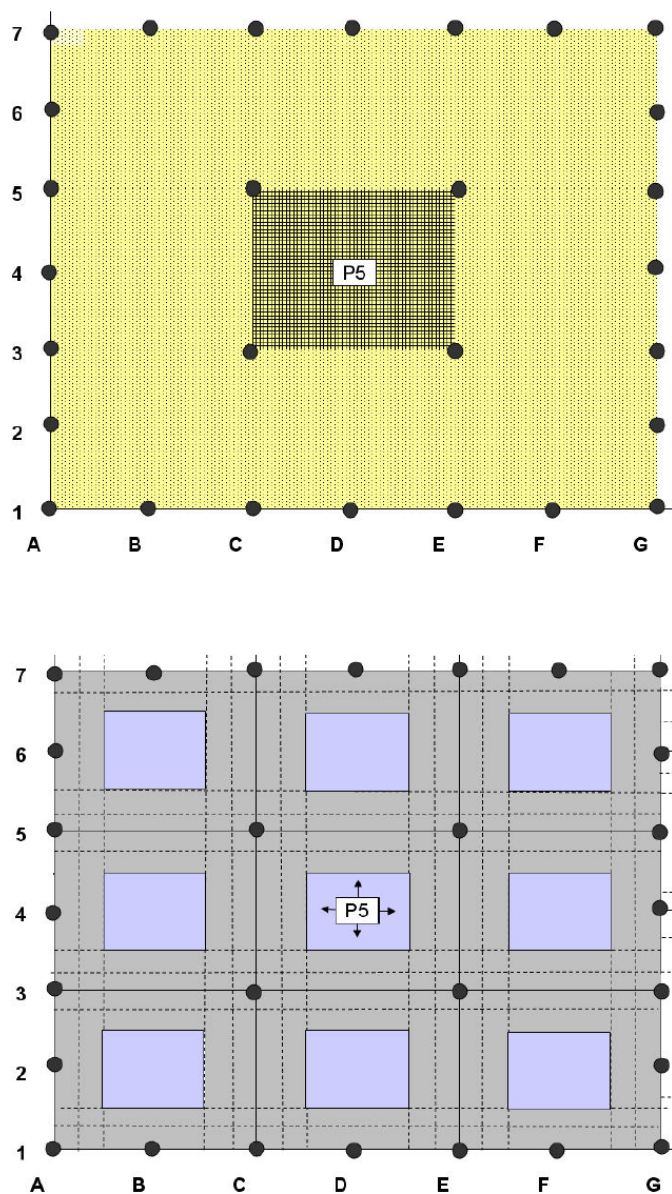
Store langtidsnedbøyninger kan kompenseres med planlagte overhøyder.

C 2 Beregning og dimensjonering av BD ut ifra flatdekkemodell

Som eksempel velges platefelt **P5** (C3-E3, C5-E5) i BubbleDeck-konstruksjonen vist i figur 3.1. Platefeltet er et midtfelt av området A1-G1, A7-G7, og betraktes som et kontinuerlig flatdekke etter flatdekkemodellen vist i figur 3.2 og i figur C2 under.

Beregningseksemplet følger beregning etter forenklet metode ifølge (10), men er her anvendt på et BubbleDeck dekke.

Konstruksjonen skal dimensjoneres etter NS-EN-1992-1-1



Figur C2: Utsnitt av BubbleDeck-dekke (A) med flatdekkemodell (B)

Grunnlag:

- Modell: Flatdekke uten søyleforsterkning
- System: Plater oppdelt i vinkelrette striper. Danner sammen med søylene et system av bjelker og rammer
- Spennvidder: $l_x=12,0\text{m}$, $l_y=10,0\text{m}$,
- Platetykkelse: Velger BubbleDeck. $t=450\text{mm}$
- Betong: Betong B35
- Armering Stål B500NC. nett # 12mm. + 2 \varnothing 20 nede og 2 \varnothing 12 oppe mellom kuler.
- Overdekning: 25mm,. Statisk høyde $d \Rightarrow d_{\text{mid}}=450-(25+12)=413\text{mm}$
- Søylar Søyletverrsnitt 450x450mm

Kommentar

Forholdet mellom spennviddene $l_y/l_x = 10,0/12,0 = 0,833 > 0,7$. Ifølge [10] er bergning som flatdekke etter forenklet metode forsvarlig. BD's platetykkelse $t=450\text{mm}$ oppfyller betingelsen $h > l/30 = 12000/30 = 400\text{mm}$ (NS 3473-18,2)

Dimensjonerende laster (som i eksempel under avsnitt C1)

Bruksgrensetilstand

Dimensjonerende faktorer hentes fra tabell NA.A1.1 og benyttes i formler fra tabell A1.4

Egenlast : $G_{k,1} = 7,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{G.1} = 1,00$

Påstøp : $G_{k,2} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{G.2} = 1,00$

Nyttelast $Q_{k,1} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{Q.1} = 1,00, \varphi_0 = 0,7, \varphi_1 = 0,5, \varphi_2 = 0,3$

Karakteristisk: $7,8 + 1,5 + 5 \cdot 0,7 = 12,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Ofte forekommende: $7,8 + 1,5 + 5 \cdot 0,5 = 11,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Tilnærmet permanent: $7,8 + 1,5 + 5 \cdot 0,3 = 10,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Bruddgrensetilstand

Egenlast : $G_{k,1} = 7,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{G.1} = 1,2 \cap 1,35$

Påstøp : $G_{k,2} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{G.2} = 1,2 \cap 1,35$

Nyttelast $Q_{k,1} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \gamma_{Q.1} = 1,5, \varphi_0 = 0,7$

6.10a: $7,8 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 1,35 + 5 \cdot 1,05 = 17,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

6.10b: $7,8 \cdot 1,2 + 1,5 \cdot 1,2 + 5 \cdot 1,5 = 18,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Dimensjonerende!

Snittkrefter Momenter

Beregning starter med å bestemme platedekkets snittkrefter i bruddgrensetilstanden. For beregning av momenter deles platen inn i et ortogonalt nett av feltstriper og søylestriper som går parallelt med søyleaksene. Dette er vist i figur C2 B. Feltstripene er antatte platestriper mellom søylene og har en bredde lik halve søyleavstand, mens søylestripene ligger som bjelker over og til siden for søylene sammen med en bredde lik halv søyleavstand. Det antas at momentene i disse stripene fordeles jevnt over en definert bredde av platen. For søylestripene fordeles snittkreftene i to striper som betegnes som søylestripe 1 (indre søylestripe) og søylestripe 2 (ytre søylestripe). De søylestriper som ligger langs rendene, betegnes som randstriper[10].

For beregning av momenter benyttes formler og tabeller gitt i Norsk Betongforenings publikasjon nr 33[10]. Her gjengis kun de nødvendige betegnelser og formler for å gjennomføre det aktuelle beregningseksempel. Momenter bestemmes etter formel C1 med de "lokale momentkoeffisienter" etter tabell B2.1. (se vedlegg B2)

$$m_{ii} = k_{ii,g} \cdot g_b \cdot l_i^2 + k_{ii,q} \cdot q_b \cdot l_i^2$$

l_i =spennvidde i x, hhv y retning (C1)

De benyttes følgende betegnelser: for støttmoment m_s og feltmoment m_f

m_{SF} =Støttmoment i feltstripen (kNm/m) og m_{SS} =Støttmoment i søylestripen
 m_{FS} =Feltmoment i søylestripen og m_{FF} = Feltmoment i feltstripen

Som eksempel vises beregning for første innerstøtte i x-retning (snitt C3-C6)

$$m_{SSC}^1 = -0,193 \times 11,16 \times 12,0^2 - 0,218 \times 7,50 \times 12,0^2 = -310,16 - 235,4 = -545,60 \text{ kNm/m}$$

$$m_{SSC}^2 = -0,128 \times 11,16 \times 12,0^2 - 0,145 \times 7,50 \times 12,0^2 = -205,70 - 156,6 = -362,30 \text{ kNm/m}$$

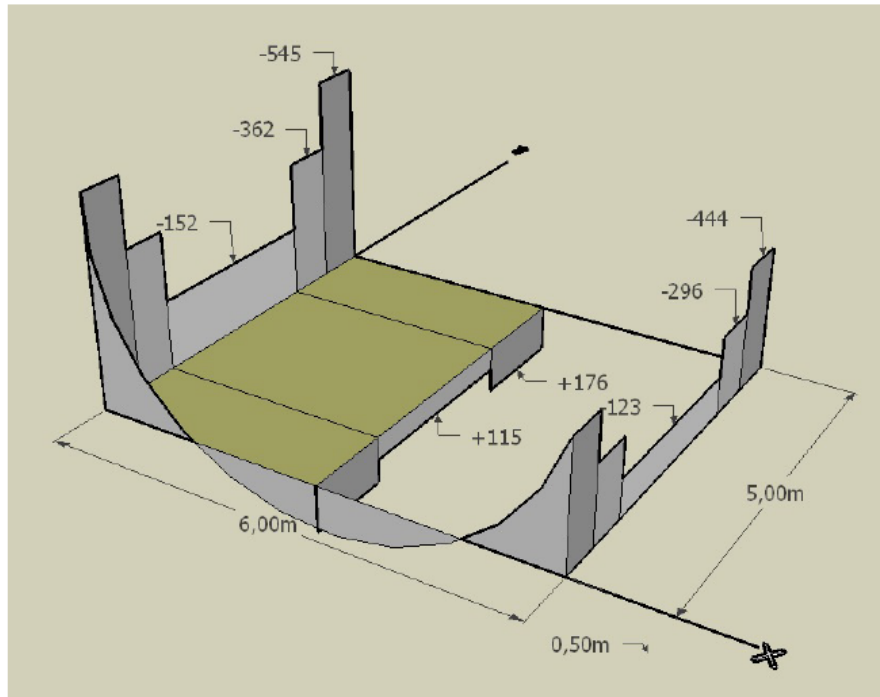
$$m_{SFx2} = -0,0535 \times 11,16 \times 12,0^2 - 0,061 \times 7,5 \times 12,0^2 = -85,97 - 65,88 = -151,85 \text{ kNm/m}$$

Momentene for de andre dimensjonerende snitt er beregnet og sammenstilt i tabellene B4

Da platefelt P5 med unntak av spennvidder, er identiske i x og y retning mht. randbetingelser er de tilhørende m_y momenter også ført opp i tabell B4.

Tabell C2 Momentintensiteter i x- og y-retning ($g_b=11,16 \text{ kN/m}^2$, $q_b=7,50 \text{ kN/m}^2$)

Snitt	Stripe/område	Moment	m_x (kNm/m)	m_y (kNm/m)
Første Innestøtte Snitt C3-C6 Snitt 3C-3E	Søylestripe 1	$m_{SS}^1 = -0,193 \cdot g \cdot l_i^2 - 0,218 \cdot q \cdot l_i^2$	-545,6	-318,8
	Søylestripe 2	$m_{SS}^2 = -0,128 \cdot g \cdot l_i^2 - 0,145 \cdot q \cdot l_i^2$	-362,3	-251,6
	Feltstripe	$m_{SF} = -0,0535 \cdot g \cdot l_i^2 - 0,061 \cdot q \cdot l_i^2$	-151,9	-105,0
Andre innerstøtte Snitt E3-E6 Snitt 6C-6E	Søylestripe 1	$m_{SS}^1 = -0,142 \cdot g \cdot l_i^2 - 0,200 \cdot q \cdot l_i^2$	-444,2	-308,5
	Søylestripe 2	$m_{SS}^2 = -0,0948 \cdot g \cdot l_i^2 - 0,133 \cdot q \cdot l_i^2$	-296,0	-205,6
	Feltstripe	$m_{SF} = -0,0395 \cdot g \cdot l_i^2 - 0,0555 \cdot q \cdot l_i^2$	-123,4	-85,6
Andre Felt Snitt D3-D6 Snitt 4C-4E	Søylestripe 1	$m_{FS}^1 = 0,0432 \cdot g \cdot l_i^2 + 0,096 \cdot q \cdot l_i^2$	+173,1	120,2
	Søylestripe 2	$m_{FS}^2 = 0,0432 \cdot g \cdot l_i^2 + 0,096 \cdot q \cdot l_i^2$	+173,1	120,2
	Feltstripe	$m_{FF} = 0,0288 \cdot g \cdot l_i^2 + 0,064 \cdot q \cdot l_i^2$	+115,4	80,1



Snittkrefter Skjær (gjennomlokkning)

Betrakter første innersøyle i aksene C3. Søyledimensjon $a=450\text{mm}$ Forutsetter fullast som gir de største søylelaster.

Søylelast som sentrisk last.

Søylelasten beregnes fra arealet som grenser til søyle. Selv om spennviddene til de tilstøtende spenn i x, hhv y retning varierer (12,0 hhv 10,0 m) settes de her tilnærmet lik.

$$V_f = 18,66 \cdot 12 \cdot 10 = 2239,3 \text{ kN}$$

Dimensjonering og kontroll for moment

Dimensjonering og kontroll for moment gjøres i følgende trinn:

- Kontroll av nøytralaksens (NA) beliggenhet.
- Hvis NA ikke går igjennom kulene, grovkontroll av trykk-kapasitet. Dimensjonering som rektangulært tverrsnitt.
- Hvis NA går igjennom kulene, fornyet kontroll av trykkkapasitet. Fastleggelse av nødvendig armering.

Dette eksempel tar for seg kontroll og dimensjonering av momenter i søylestripe som går i en avstand ca 2m fra aksene C3-E3. Dimensjoneringskontrollen må gjennomføres for så vel det positive ($m_x=176\text{kN/m}$), som det negative moment ($m_x=-362\text{kN/m}$). Beregningen utføres for en stripe av dekket som inneholder en kule og har en bredde 400mm.

Grunnlag for dimensjoneringen er:

Snittkrefter	Snitt D3 og D5	$m_x=176\text{kNm}$
	Snitt C	$m_y=-362\text{kNm}$

Geometri:	Elementtykkelse $h = 450\text{mm}$	
	Statisk høyde $d = 413\text{mm}$	
	Kulediameter $D = 360\text{mm}$	
	Avstand kuler $2a=400\text{mm}$ (elementbredde)	
	Kulesenter $h_0=225\text{mm}$	
Materialer:	Betong $B35$	
	Armering $B500NC A_s = 854 \text{ mm}^2$	$A'_s=226\text{mm}^2$
	Underkant: $2\phi 20 + 2\phi 12$, overkant: $2\phi 12$	
Dim. Fasthet:	$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{29,75}{1,5} = 19,8 \frac{N}{\text{mm}^2}$	
	$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_c} = \frac{500}{1,15} = 435 \frac{N}{\text{mm}^2}$	
Flytetøyning	$\varepsilon_{sy} = 0,0025$	
Koeff.	$A=80 B=100$	

Følgende betegnelser benyttes: $x=h \cdot \alpha$ Nøytralaksens avstand fra ok bjelke
 z_0 Avstand senter kule til uk trykkblokk.
 $c_0=45\text{mm}$ Avstand ok dekke til topp kule,

Grovkontroll av trykk-kapasitet av sone over kuler: ($b=400$)

$$T = \frac{A \cdot B}{10^4} \cdot f_{cd} \cdot 2a \cdot c_0 = \frac{80 \cdot 100}{10^4} \cdot 19,8 \cdot 400 \cdot 45 = 285 \text{ kN}$$

Momentkapasitet i kNm/m

$$M = T \cdot \frac{d - \frac{c_0}{2}}{2a} = 285 \cdot \frac{413 - \frac{45}{2}}{400} = 273 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$176 < 285 < 362 \text{ kNm/m}$$

Kommentar

Grovkontrollen viser at trykkapasiteten ved antatt trykksone utenfor kulene er sikret i midt i felt av søylestripen, (snitt D3-D5), men ikke i snitt ved søylerekke C3-C5. Det betyr at tverrsnittet i felt kan dimensjoneres som et rektangulært tverrsnitt, mens snitt i D3-D5 går NA gjennom kulene.

Bestemmelse av NA beliggenhet og trykkapasitet til søylestripe i akse C3-C5.

Å bestemme nøytralaksens beliggenhet i et BD tverrsnitt når armering er kjent, gjøres ved en iterasjonsprosess. Aksiallikevekt mellom betong trykkraft og armering strekkraft gir nøytralaksens beliggenhet ved brudd. Iterasjonsprosessen foretas ved antagelse av tøyningstilstanden ved "balansert armering", $\varepsilon_s=0,0025$, "normalarmert" $\varepsilon_s=0,0050$; "maks tillat flytning" $\varepsilon_s=0,0100$; og "stor flytning" $\varepsilon_s>0,0100$

Vi betrakter en "enhetsbredde" 2a dvs. en stripe som inneholder en kule.

Trykkraft i betongtrykksone ("enhetsbredde" 2a)

$$\text{Hvor: } z_1 = -(h_o - \frac{A}{100} \cdot \alpha \cdot d)$$

$$T_c = \frac{A}{100} \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{f_{cn}}{\gamma} \left[2 \cdot a \cdot (h_o + z_1) - \left[z_1 \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - z_1^2} + \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot z_1}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \right] \right]$$

Strekraft i armering ved flyting:

$$\text{Armering i enhetsbredde: } 2\phi 20 + 2\phi 12 A_s = 628 + 226 = 854 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{f_{sk}}{\gamma} \cdot A_s = f_{sd} \cdot A_s = 435 \cdot 854 = 371,5 \text{ kN}$$

Beregnet trykkraft etter ligning C2 for ulike tøyningssantagelser er ført opp i tabell C3. Likevekt oppstår ved stor flytning og NA går i en avstand 72 mm fra overkant dekke. dvs. gjennom en liten del av kulene.

Tabell C3

	ϵ_s	α	X [mm]	T [kN]	kommentar
Balansert armering	0,0025	0,583	241	598	
Normalarmert	0,0050	0,411	170	542	
Maks tillatt flytning	0,0100	0,259	107	442	
Stor flytning	0,0145	0,194	80	372	⇒T~S

Kommentar:

Uttrykket for T_c i ligning C2 kan settes opp i et regneark. Iterasjonsprosessen er da enkel og hurtig å gjennomføre.

Tverrsnittets momentkapasitet (1 m bredde)

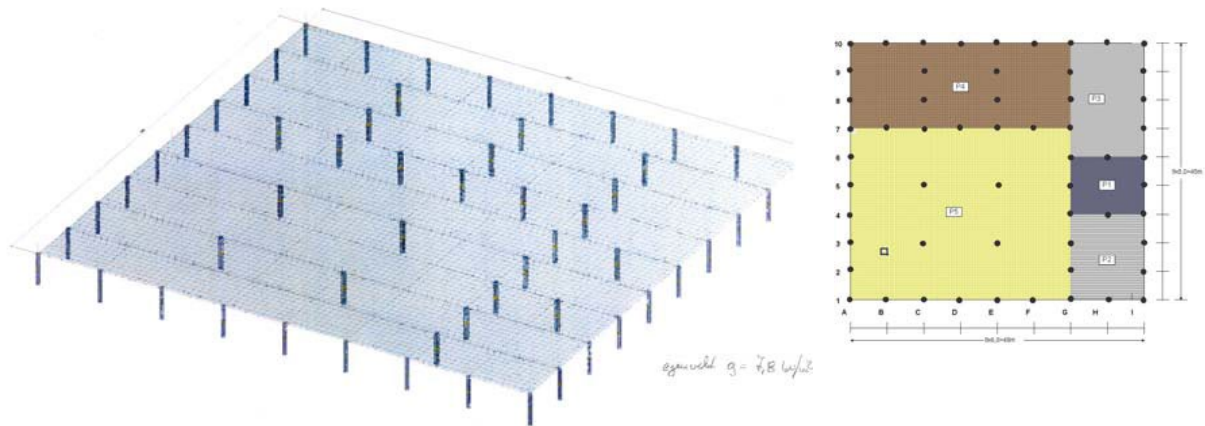
Videre dimensjonering

Den videre dimensjonering med bestemmelse av armering og kontroll av forskyvninger utføres med tradisjonelle metoder og beregnes ikke her i detalj.

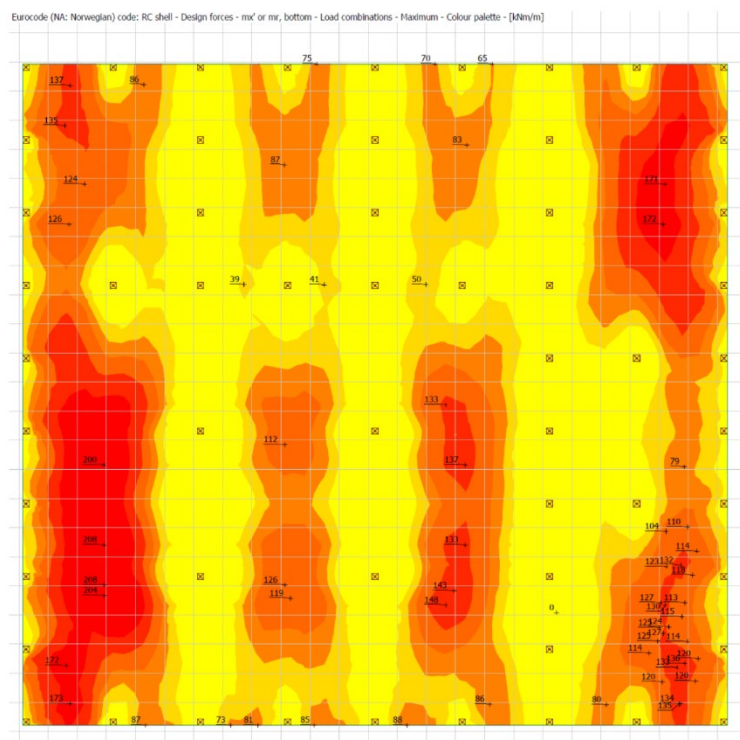
C3 BEREGNING OG DIMENSJONERING MED FE MODELLERING

Eksempel C3

Som eksempel på en FE analyse vises utsnitt fra beregninger av dekke tidligere vist i figur 3.1. En perspektivtegning og et grunnriss av samme er vist i figur C1.1. I figur C3.2 er beregningsresultater for dimensjonerende momenter m_x i underkant for hele dekket vist. I det følgende skal vi kun se på en liten del av dekket, nemlig plate P2 avmerket på figur C3.2. Resultatene skal sammenlignes med resultater fra forenklete beregninger vist i eksempel C1.



Figur C 3 Perspektiv og grunnriss av komplette dekke tidligere vist i figur 3.1



Figur C4 Beregningsresultater for dimensjonerende momenter m_x i underkant for hele dekket

Beregningene er her utført med programmet FEM-design av Strusoft, et tredimensjonalt FEM analyse program hvor betongdimensjonering utføres etter NS-EN 1992. Andre programmer kan utføre de samme beregnings- og dimensjoneringsoperasjoner.

Bruk av FEM analyse

En FEM analyse forutsetter at brukeren behersker bruken av programmet, kjenner forutsetninger og begrensninger, gjør de riktige antagelser og kan evaluere og kontrollere resultatene. Gangen i prosjektering og beregning kan skisseres som følgende:

- Stille opp prosjektforutsetninger (offentlige krav, tekniske krav, geometri)
- Definere lastspesifikasjoner (laster og lastkombinasjoner)
- Valg av programvare for beregning og dimensjonering (kompetanse)
- Konstruksjonsmodellering (elementinndeling)
- Analyse og dimensjonering
- Evaluering og kontroll.

For det aktuelle beregningseksempel er det gjort følgende vurderinger.

Elementinndeling for dekket er tidligere vist i figur 3.3. Størrelsen på elementene er ca. 1/10 av søyleavstand. Ved detaljberegning av plate nær søyler kan en finere elementinndeling velges.

Stadium I, Stadium II bergninger. Beregning av snittkrefter foretas etter elastisitetsteori, primært med stivheter som uoppsprukket tverrsnitt (stadium I). Ved kontroll av nedbøyninger utføres beregningene også med stivheter som oppsprukket tverrsnitt. (stadium II). Det foretas en skjønnsmessig vurdering av graden av opprissing for bestemmelse av deformasjoner.

Dimensjonering. Nødvendig armering. Dimensjonering av BubbleDeck utføres med innebygde dimensjoneringsrutiner som bestemmer nødvendig armering. Programmene er tilrettelagt for rektangulære tverrsnitt (firkanttverrsnitt) og ikke spesiallaget for BD. Forutsetningene for dimensjonering etter rutiner for firkanttverrsnitt er til stede så lenge trykksonen i tverrsnittet ligger over kulene, hvilket mange ganger er tilfelle. Det er imidlertid påkrevd å foreta en kontroll av trykkapasitet og trykksonens beliggenhet ved bruk av de vanlige dimensjoneringsrutinene.

Dynamisk beregning. Kontroll av dekkets egenfrekvenser utføres med stivheter i risset og urisset tilstand for egenlast og andel nyttelast. (masse). Resultatene vurderes opp mot akseptgrenser.

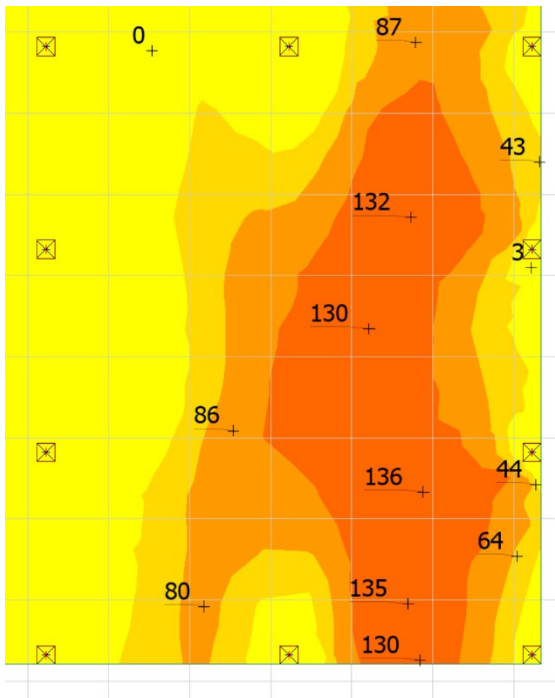
Resultater Platefelt P2

Eksempler på utskrift er gitt i figurene C5 til C7. Momentene i x og y-retning vist i figurene C5 og C6 er gitt i form av fargekoder hvor hver fargenyansere representerer ekvivalente snittkrefter. Numeriske verdier angir tallverdien. Den grafiske presentasjonen illustrere bærevirkningen og gir gode indikasjoner på armeringsføring.

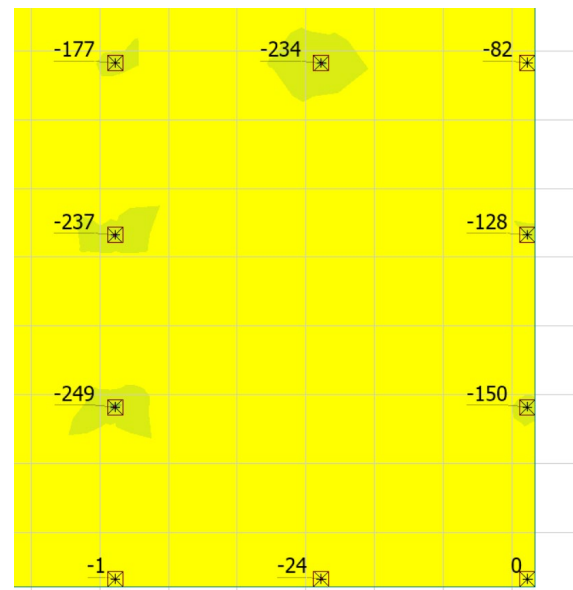
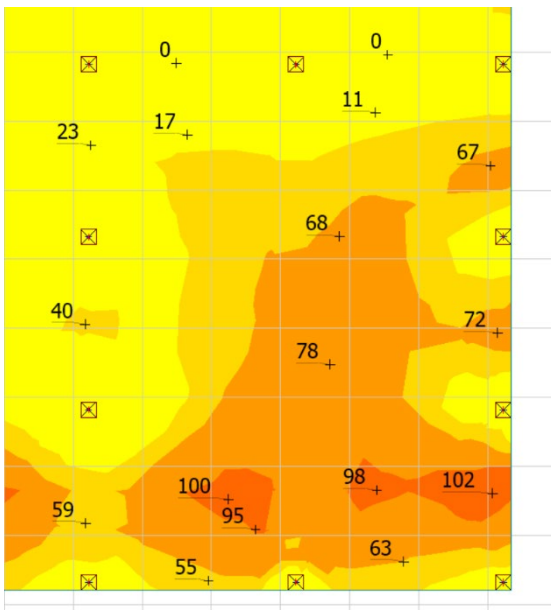
I tabell C 4 er det foretatt en sammenlikning mellom resultater fra beregning med enkel platemodell (se eksempel C1) og FEM analyse for platefeltet P1. Beregningene viser et rimelig samsvar mellom de to metodene. Enkeltverdiene fra elementanalysen kan gi verdier både over og under den forenklete platemetode. Ved den konstruktive tilpassing av armering, vil forskjellen mellom de to metodene være liten.

Deformasjoner som følge av egenvekt er vist i figur C7. I eksempel C1 er en mer detaljert beregning av de korttids og langtidsdeformasjoner gjennomført. En tilsvarende analyse kan også gjennomføres med FE analyse. Det betinger imidlertid at riktige forutsetninger mht. materialverdier og stivheter gjøres. Erfaring med analyseverktøyet og numerisk praksis samt et visst skjønn kreves.

Nødvendig armering er vist i figurene C6 og C7. De er et speilbilde av kurvene for momenter, og inneholder verdier for nødvendig armering [mm^2/m^2].



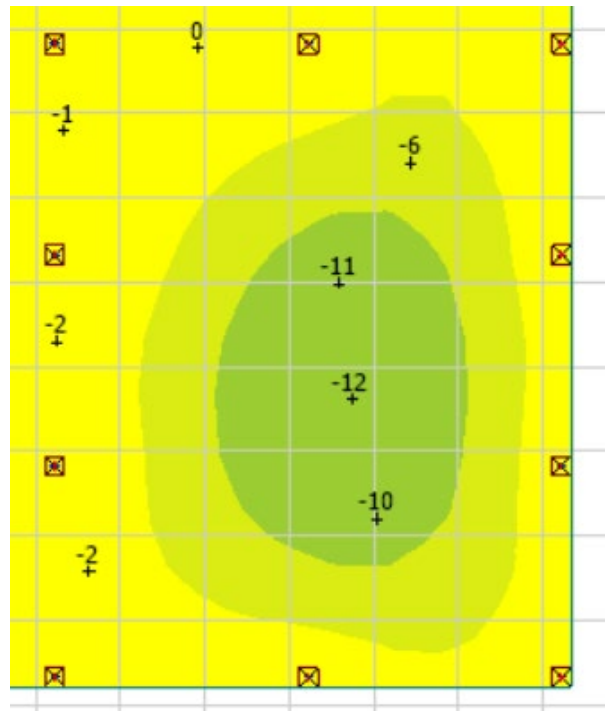
Figur C5 Platefelt P2: Felt og støttemomenter i x-retning skrevet ut enkeltvis



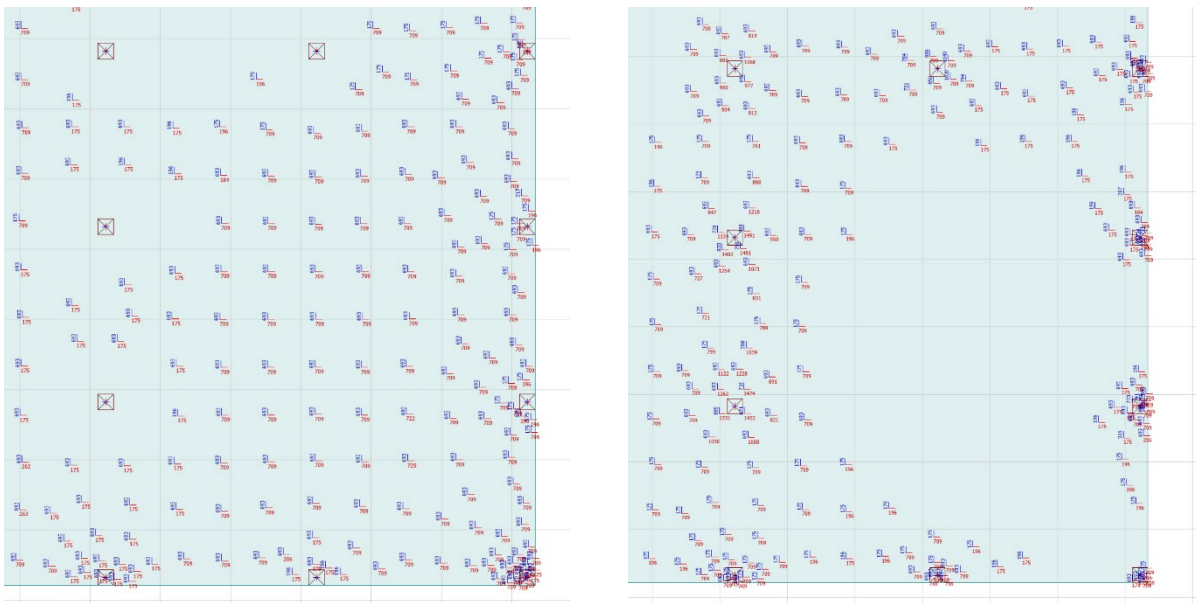
Figur C6 Platefelt P2: Felt og støttemomenter i y-retning skrevet ut enkeltvis

Tabell C4 Sammenlikning resultater beregning med enkel platemodell og FEM analyse

Snittkraft	Plate Modell	FEM-analyse	DIM
m_x Felt	+167	+136	[kNm/m]
m_x Støtte	-320	-351	[kNm/m]
m_y felt	+98	+106	[kNm/m]
m_y støtte	-243	-234	[kNm/m]



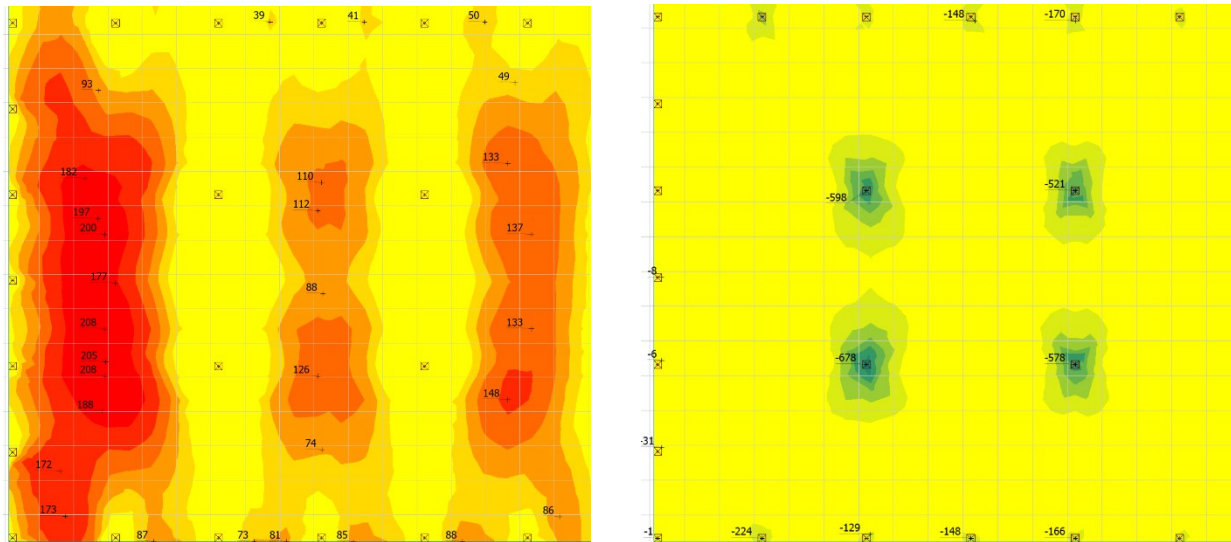
Figur C7 Platefelt P2: Deformasjoner [mm].



Figur C8 P2: Nødvendig armering i over- og under-kant i bruddgrense [mm^2/m^2]

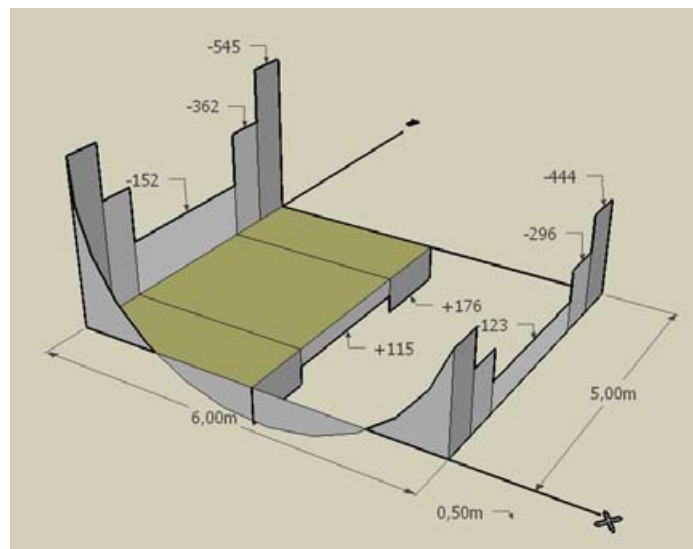
Resultater Platefelt P5

I foregående avsnitt er det foretatt en sammenlikning mellom resultater fra enkel platemodell og FEM analyse. I det følgende skal vi sammenlikne resultater fra platefelt P5 hvor det er benyttet en flatdekkemodell vist i vedlegg C2. Resultatene for momenter i x retningen er vist i figur C9 , Figur



C9 P5: Momenter i over- og underkant i X-retning [kNm/m]

henholdsvis som momenter oppe og momenter nede. Resultatene kan sammenlignes med resultater tidligere presentert i figur C3, men gjengis her.



Figur C10 Sammenlikning resultater beregning som flatdekkemodell og FEM analyse på platefelt P5. Akse systemet er tegnet inn. Øverst til venstre: mx over støtte aksene c-c og e-e.. Øverst til høyre. mx i felt i akse d. Nederst resultater fra flatdekkemodell beregnet i eksempel C2.

Maks moment over søyle i søylestripe i flatdekkemodell stemmer godt overens med utskrift fra FEM analyse. Se tabell C5. For feltmomentene gir flatdekkemodellen i søylestripene noe høyere verdier enn resultatene fra FEM analysen (Flatdekke + 176 kNm/m, FEM +125 kNm/m).

Tabell C5. Sammenligning Flatdekkeanalyse og FEM analyse.

	Første innersøyle kNm/m	Andre innersøyle kNm/m	Felt kNm/m
Flatdekke	-545		+176
FEM	-598	-521	+125

Kommentar til FEM analyser

Beregninger med forenklede metoder og FE-metoden gir rimelig god overensstemmelse mht. beregning av snittkrefter. For regulære systemer mht. søyleplassering kan forenklede beregninger godt benyttes. FE metoden gir imidlertid en større fleksibilitet med hensyn til geometrisk tilpassing og varierte lastmønstre og er rasjonell for bruk i prosjektering. Bruk av FE-metoden og tilkoblede dimensjoneringsprosedyrer krever imidlertid at det blir gjennomført kontroller, avhengig av hvordan dimensjoneringsprosedyrene er lagt opp. Forenklede beregningsmetoder egner seg til forprosjektering og til kontroll av FEM analyser.

C4 KONTROLL AV EGENFREKVENSER ETTER PLATE- OG BJELKE-MODELL

For BD-konstruksjoner med lange spenn og hvor dynamiske laster kan opptre, anbefales det at det foretas en kontroll av konstruksjonens dynamiske egenskaper. I første omgang anbefales det at dekkets egenfrekvenser beregnes. Ligger denne egenfrekvensen over ca 7 Hz , eller den dobbelte av frekvens for den menneskelig aktivitet som ved gange, løp etc, er sannsynligheten liten for å komme i konflikt med komfortkrav. Ligger den på et lavere nivå, anbefales det å foreta en nærmere beregning av forskyvninger, hastigheter og akselerasjoner for å vurdere disse mot gjeldene akseptkrav. Disse beregninger kan utføres enten med enklere metoder (enfrihetsgradmodell) eller mer avanserte metoder.

Som eksempel kontrollerer vi egenfrekvensen til plate P2 i dekket vist i figur 3.1 i hovedrapporten. Det er den samme platen som er beregnet i vedlegg C1. Vi benytter de uttrykk som er sammenstilt i vedlegg B3, Tabell B5.

Eksempel 1 Plate P2:

Som eksempel kontrollerer vi egenfrekvensen til plate P2 i dekket vist i figur 3.1 i hovedrapporten. Det er den samme platen som er beregnet i vedlegg C1. Vi benytter de uttrykk som er sammenstilt i vedlegg B3, Tabell B5.

Data:

Statisk system	Plate med innspenning på to render og to render fritt opplagt.
Geometri:	$a=2 \times 6,0\text{m} = 12,0\text{m}$ $b= 2 \times 5,0\text{m} = 10\text{m}$.
Platetykkelse:	“Ekvivalent” platetykkelse beregnet ut fra stivheter, Se eksempel i vedlegg C1. Urisset tverrsnitt $t_u^* = 427\text{mm}$, risset tverrsnitt $t_r^* = 388\text{mm}$. For svingekontroll velges i første omgang å regne med urisset tverrsnitt.

Platestivhet:
$$N = D = \frac{t^3 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{427^3 \cdot 27600}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} \cdot 10^{-6} = 1,865 \cdot 10^5 \text{ kNm}$$

Beregningsresultat:
$$f = \frac{15,5}{2 \cdot \pi \cdot a^2} \cdot \sqrt{\frac{D}{m}} = \frac{15,5}{2 \cdot \pi \cdot 15^2} \cdot \sqrt{\frac{1,865 \cdot 10^5 \cdot 10^3}{0,427 \cdot 2500}} = 4,57 \text{ Hz}$$

Eksempel 2 Plate P5 Hovedfelt:

Som eksempel ser vi på hovedfeltet i figur 3.1 Som statisk system velges for dette tilfelle en bjelkemodell. Platestripen i akse A4-G4 kan betraktes som en kontinuerlig bjelke med tre spenn. Idet spennene er like, blir egenfrekvensene for første egenfrekvens tilnærmet lik egenfrekvensen til en fritt opplagt bjelke.

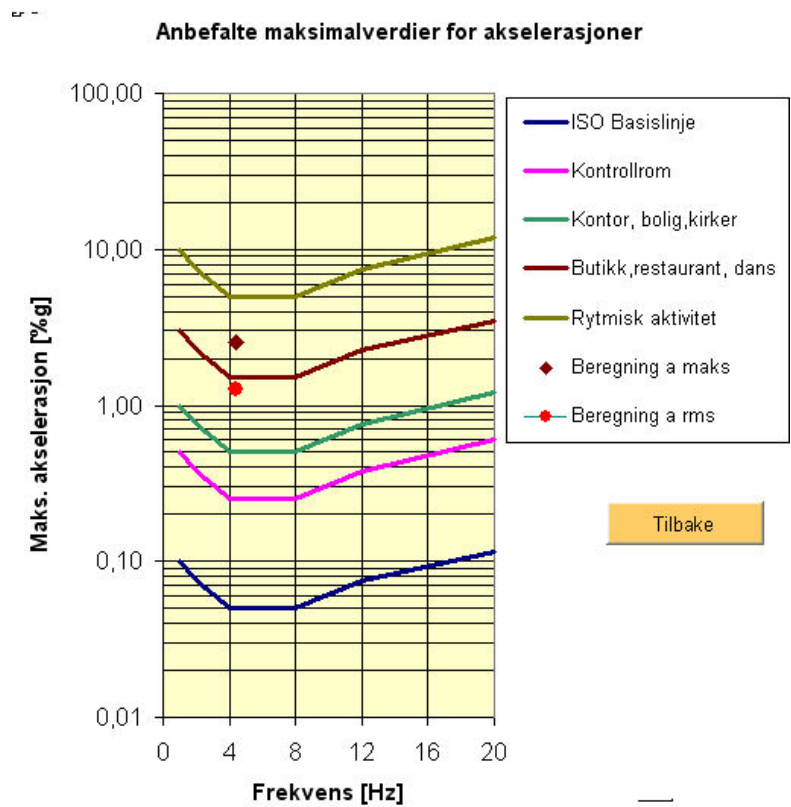
Data:

Statisk system	Platestripe som kontinuerlig bjelke over tre spenn. Da spennviddene i de tre spenn er like, kan egenfrekvensen bestemmes som for fritt opplagt bjelke.	
Geometri: Platetykkelse:	$l_1=l_2=l_3=12,0\text{m}$ $L=12,0\text{m}$. Platestripe bredde $1,0\text{m} \Rightarrow$ "Ekvivalent" platetykkelse beregnet ut fra stivheter, Se eksempel i vedlegg C1. Urisset tverrsnitt $t^*_u=427\text{mm}$,	
Tverrsnittverdier	$A=427000\text{mm}^2$	$I = \frac{b \cdot t^3}{12} = \frac{(1000 \cdot 427^3)}{12} = 6,48 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
Masse	$M=0,427 \cdot 1,00 \cdot 2500=1068\text{kg/m}$	
Beregningsresultat:	$f = \frac{2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot E \cdot I}{l^3 \cdot 0,5 \cdot m_b}} = \frac{2}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 27600 \cdot 6,48 \cdot 10^9 \cdot 10^{-6}}{12,0^3 \cdot 0,5 \cdot 1068 \cdot 12,0}} = 4,43 \text{ Hz}$	

Kommentar

De beregnede egenfrekvenser ligger i området 4-4,5 Hz avhengig av hvilken nyttelast en kan regne med. Frekvensene ligger under 7 Hz og følgelig kan dekket være utsatt for svingninger som følge av menneskelig aktivitet. En videre analyse er derfor påkrevd for å beregne for eksempel akselerasjoner som kan holdes opp mot komfortkrav.

En slik forenklet analyse er gjennomført med et svingeprogram Con-sving som er en forbedret utgave av betongelementforeningens svingeprogram [43]. Platestripen beregnet i eksempel 2 ble undersøkt for gangtrafikk av en person på en platestripe med bredde 1,0m. Resultatet er vist i figur C9. Svingningene ligger innenfor akseptabelt nivå for butikker og restauranter.



Figur B9 Eksempel på vurdering av svingninger av BD dekke ved gangtrafikk sett i forhold til aksepterte komfortkrav. Beregning utført med svingeprogram Con-Sving. (enfrihetsgradsystem)

VEDLEGG D

Dokumentasjon på beregnings og dimensjoneringsprinsipper

- D1 Generelt
- D2 Momentkapasitet
- D3 Skjærkapasitet og gjennomlokking
- D4 Forskyvninger
- D5 Heftkapasitet
- D6 Elementskjøter

D1 GENERELT

I dette vedlegg gis det en oppsummering av utvalgte forsøks- og beregningsresultater som danner grunnlaget for de anbefalte beregnings- og dimensjoneringsprinsipper som kan benyttes for BubbleDeck-konstruksjoner.

D2 DIMENSJONERING FOR MOMENT.

Anbefalinger:

Bøyning

Dimensjonering av BD-dekker mht. momentkapasitet kan utføres som for fulltverrsnittplater når en tar hensyn til den spesielle tverrsnittsformen. For BubbleDeck beregninger må det foretas kontrollerer for trykkbrudd i nærhet av boblene. Den konstruktive oppførsel for BubbleDeck mht. bøyning er identisk lik den konstruktive oppførsel til en fulltverrsnittplate. En BubbleDeck plate med samme dimensjoner og armering har tilnærmet samme bærekapasitet som en fulltverrsnittplate. Nedbøyninger er imidlertid større for BubbleDeck.

Dokumentasjon

Dokumentasjon på dimensjonering for bøyningsspåkjente BubbleDeck konstruksjoner finner vi i [12], [13], og [14]. Vi skal her spesielt trekke frem referansene [12] og [14] hvor resultater fra momentbelastede bjelker viser konstruktiv oppførsel og bruddkapasitet til BubbleDeck elementer. I tillegg gjøres det beregningsmessige parameterstudier.

Beregnings- og forsøksobjekter

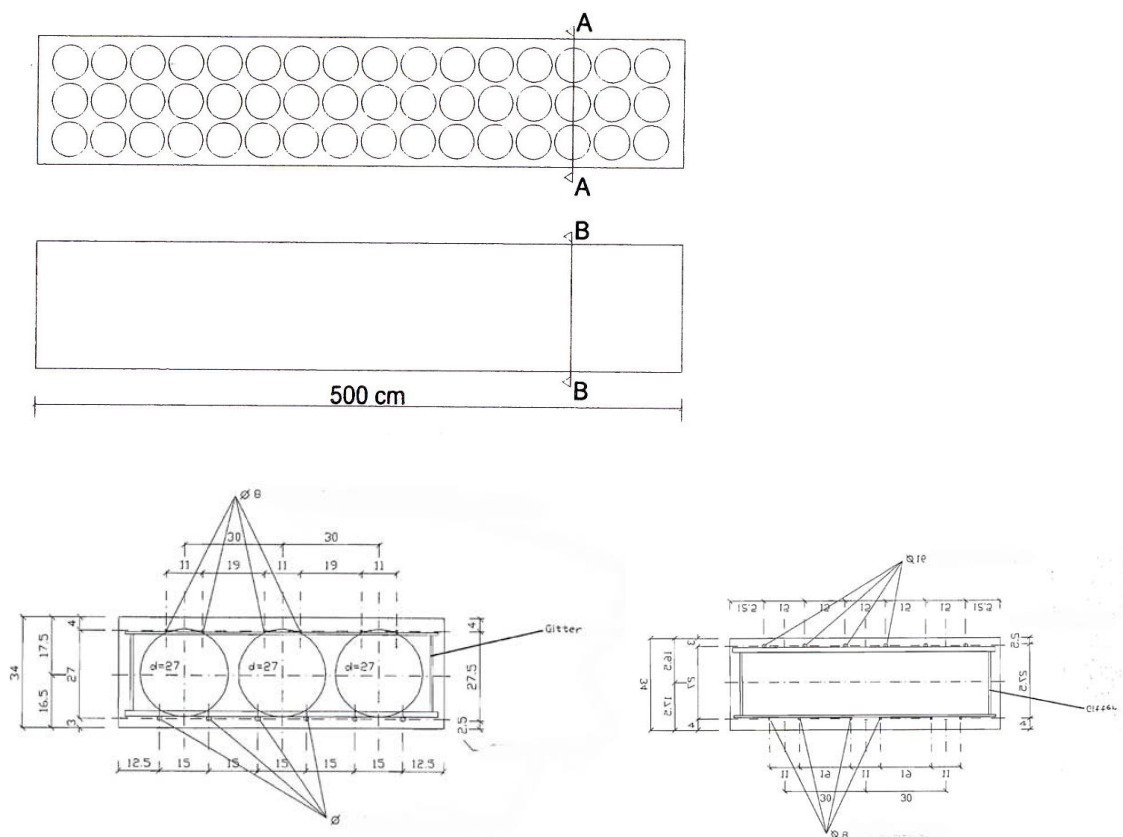
Som beregnings og forsøksobjekter benyttes her platestriper av BD-elementer med dimensjoner $b \times d \times l = 1,00 \times 0,34 \times 5,00\text{m}$. Kulene (boblene) har en diameter på 270mm. Se figur D1. For å kunne vurdere BD-elementene mot fulltverrsnittelementer, prøves også fulltverrsnitt dekkeelementer med samme ytre dimensjoner og samme armering. Elementene er i overkant armert med et armeringsnett med $\varnothing 8$, senteravstand 110 mm, hhv 190 mm (Totalt $A_s=302\text{mm}^2/\text{m}$). I underkant består armeringen av et nett av stenger $\varnothing 16$ med avstand 150mm. (Totalt $A_s=1210\text{mm}^2/\text{m}$). På hver kant av testelementene er en gitterdrager. Overdekning oppe og nede er hhv 40 og 30mm. Det utføres beregninger etter NS-EN 1992 for så vel fulltverrsnitt plater som for BD-plater. Resultatene

sammenholdes med forsøksresultater. For beregninger etter NS-EN 1992 benyttes en betongkvalitet B35.

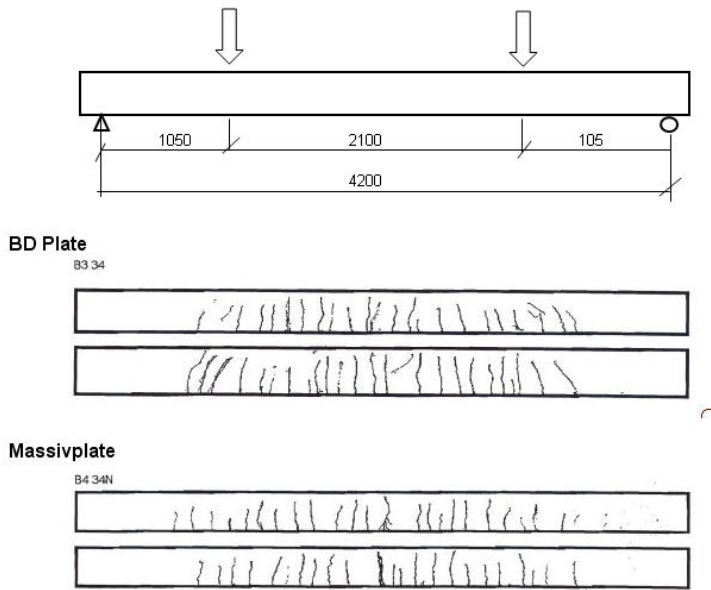
Forsøksobservasjoner

Forsøk med BD-platestripeelementer og geometrisk identiske fulltverrsnittelementer, gir en mulighet for direkte å sammenlikne den konstruktive oppførsel ved belastning og elementenes bærekapasitet mht. moment. Forsøkene viste at den konstruktive oppførsel for BubbleDeck mht. bøyning, er praktisk identisk lik den konstruktive oppførsel til en massiv plate.

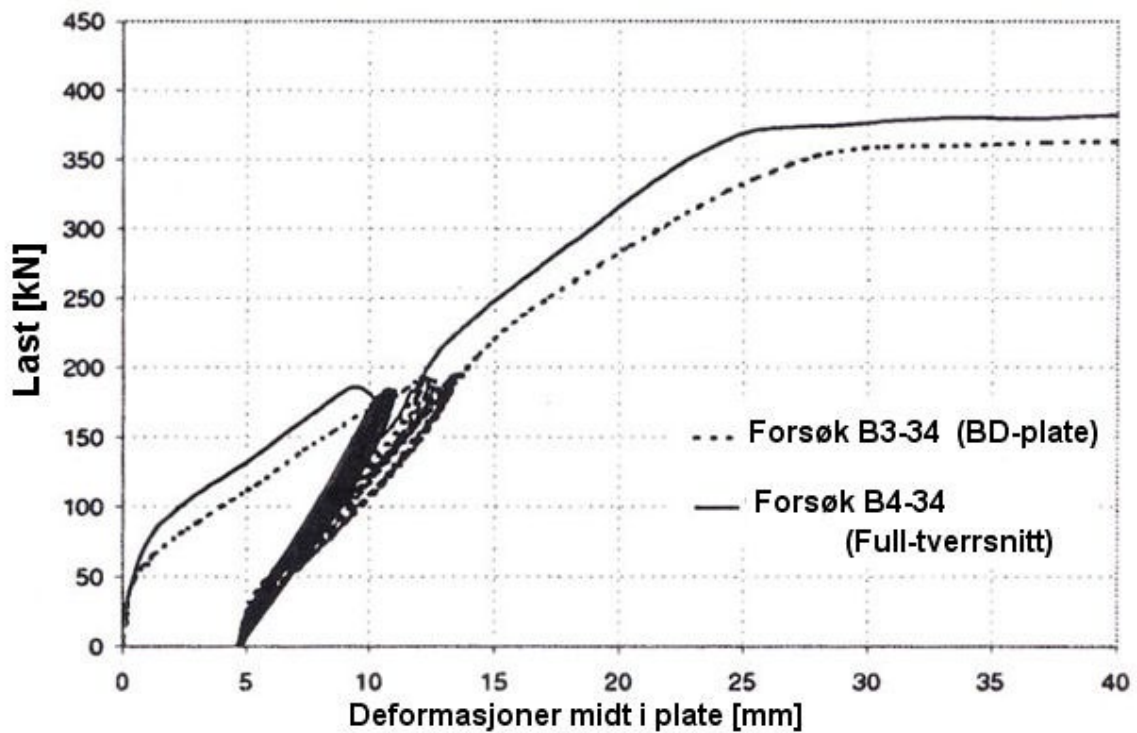
Lastdeformasjonskurven som er vist i figur D3, viser identisk forløpsform, men tydeliggjør at BD elementene har større deformasjoner og en litt lavere bruddkapasitet. Rissbildene er som vist i figur D6 tilnærmet identiske.



Figur D1 Beregnings- og forsøksobjekt for kontroll av dimensjonering for moment[14]



Figur D2 Rissbilder av BD platestripe sammenlignet med rissbilde av massivplate med samme dimensjoner og armering.[14]



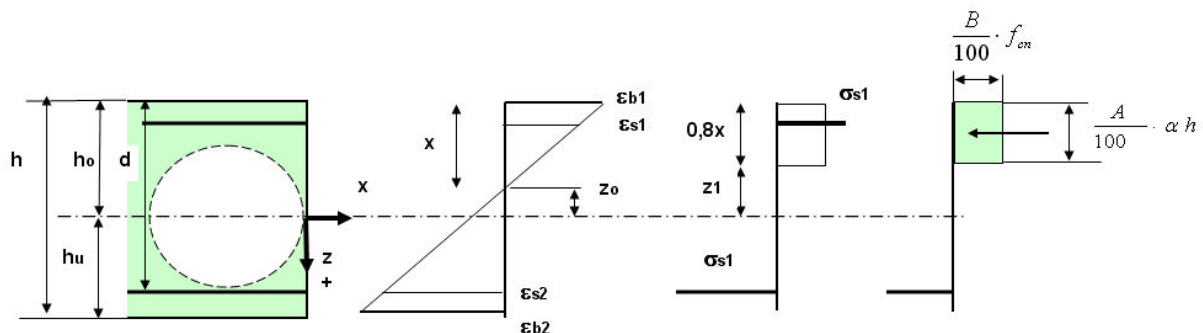
Figur D3 Sammenlikning mellom last-forskyvningskurver for BD- plate og fullprofilplate

En BubbleDeck plate med samme dimensjoner og armering har tilnærmet samme bærekapasitet som en fulltverrsnittplate hvis en legger BD's vektreduksjon til bærekapasiteten. Nedbøyninger er imidlertid større for BubbleDeck.

Beregning av momentkapasitet etter NS-EN 1992 Ren bøyning

For å beregne et tverrsnitts kapasitet for bøyning må en definere når brudd inntreffer. Som bruddkriterium benyttes tøyninger i betong, hhv. armering. Trykkbrudd i betong inntreffer når $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$ hvor ϵ_{cu} er gitt i NS-EN 1992 tabell 3.1. Brudd i armering skjer når $\epsilon_s = \epsilon_{ud}$. Ifølge NS-EN 1992 tabell NA.3.5 skal $\epsilon_{ud} = 3 \cdot 10^{-2}$.

Figur D4 viser et tverrsnitt av et BD-element. Det antas lineær tøyningstilstand og rektangulær spenningsblokk i trykksone for betong i fasthetsklasser fra B20 til B75 i tråd med NS-EN 1992. Trykkblokkens høyde kan for fasthetsklassene B20 til B55 settes $0,8x$, for fasthetsklassene B65 hhv B75, settes $0,78x$ og $0,76x$. Spenningsblokkens trykkspenning settes for fasthetsklassene B20-B45 lik betongens konstruksjonsspenning for trykk f_{cn} . For fasthetsklassene B55, 65 og 75 settes de hhv. $0,97$; $0,96$; og $0,95$ av f_{cn} . Ut fra disse kriterier kan trykkresultanten beregnes.



Figur D4 Spennings- og tøyningstilstand i BD-tverrsnitt.

For et BD-element som har variabelt tverrsnitt kan, dersom trykksonehøyden er større enn kulenes betongoverdekking, tverrsnittet betraktes som et rektangulært tverrsnitt. Kommer imidlertid trykksone i høyde med boblene, må spesielle hensyn tas.

Det er hensiktsmessig å dele tverrsnittet i tre soner som vist i figur D5. Sone A ligger over kulene, sone B er i området med kuler og sone C under kulene.

Det er også hensiktsmessig å benytte kulenes senter som referanse koordinatsystem (x,z). Betegnelse fremgår av figuren, men stilles sammen her: NB (z koordinat positiv retning ned)

h = elementhøyde, ytre mål

d_1 = avstand ok element til senter kule

D = diameter kule

d = tverrsnittets effektive høyde fra trykkrand til tyngdepunkt strekkarmering

$x = \alpha d$ = avstand ok element til NA (nøytralakse)

S = Kraft i strekkarmering

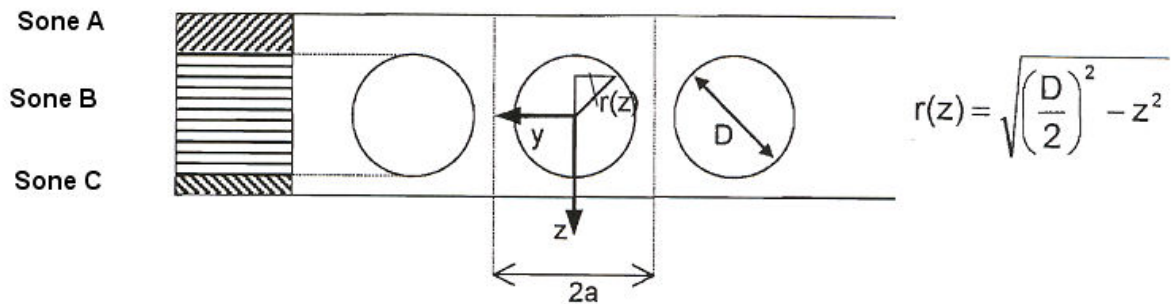
T_c = Trykkresultant av betongspenningen i trykksone

z = indre momentarm = avstand mellom S og T_c

$2a$ = bredde av element med en kule.

A = Trykkblokkens høyde i % av trykksonehøyde x

B = Trykkspenning i % av betongens konstruksjonsfasthet f_{cn}



Figur D5 Inndeling av BD-tverrsnitt i soner.

Trykksoneresultanten for sone over kule (A) beregnes som for et rektangulært tverrsnitt.

$$T_c = \frac{A}{100} \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot 2a \cdot x \quad (D1)$$

$$z = \frac{A}{100} \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{f_c}{\gamma} \cdot a \cdot (-h_0^2 + z_1^2) \cdot \frac{1}{T_c} \quad (D2)$$

Trykksoneresultanten for sone med kule (B) beregnes som

$$T_c = \frac{A}{100} \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{f_{cn}}{\gamma} \left[2 \cdot a \cdot (h_0 \cdot z_i) - \left[z_i \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - z_1^2} + \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot z_i}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \right] \right] \quad (D3)$$

Indre momentarm

$$Z = \frac{A}{100} \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{f_{cn}}{\gamma} \left[a \cdot (z_1^2 - h_0^2) + \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - z_1^2}^3 \right] \cdot \frac{1}{T_c} \quad (D4)$$

Betongtrykksonens momentkapasitet

$$M_d = T_c \cdot z = \frac{A \cdot B}{10^4} \cdot \frac{f_{cn}}{\gamma} \cdot \left[a \cdot (z_1^2 - h_0^2) + \frac{2}{3} \cdot \left(\left(\frac{D}{2}\right)^2 - z_1^2\right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (D5)$$

D= Kulediameter (kjent), h₀= kulesenteravstand fra ok. (kjent)

$$z_1 = h_0 - \frac{A}{100} \cdot x \quad (x=\alpha d, \text{ ukjent})$$

Bestemmelse av trykksonehøyde

For å kunne bestemme betongtrykksonens momentkapasitet M_{cd} må en kjenne $x=\alpha d$, dvs. nøytralaksens beliggenhet. For et gitt betongtverrsnitt og armeringsmengde A_s må nøytralaksen, dvs. x bestemmes slik at det er likevekt mellom T_c og S .

I et overarmert tverrsnitt vil ikke armeringen komme til flytning før betongen knuses: $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$, mens i et balansert tverrsnitt, vil armeringen nå flytning samtidig betongen knuses: $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$. Dersom $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$, flyter armeringen før betongen knuses og vi har et underarmert tverrsnitt.

I et overarmert tverrsnitt kan strekkresultanten S uttrykkes ved armeringstøyningen som:

$$S = \frac{\sigma_s}{\gamma} \cdot A_s = \frac{E_s \cdot \varepsilon_s}{\gamma_s} \cdot A_s \quad (D5)$$

For balansert og underarmert tverrsnitt blir strekkresultanten uavhengig av armeringstøyningen

$$S = \frac{f_{sk}}{\gamma} \cdot A_s = f_{sd} \cdot A_s \quad (D6)$$

Praktisk bestemmelse av momentkapasitet.

For praktisk å bestemme momentkapasiteten til et gitt tverrsnitt med gitt armering må en finne ut om tverrsnittet er overarmert, underarmert eller har balansert armering. Ved balansert armering kan en fra tøyningstilstanden bestemme nøytralaksens beliggenhet x , (α).

$$a_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \quad x = a \cdot d \quad (D7)$$

For balansert armering gir kombinasjon av likningene (D2) hhv. (D4) og (D8), dvs. Likevekt mellom trykk og strekk: $T_c = S$

Dersom NA ligger over kulene (sone A) har en

$$A_s = \frac{A \cdot b}{10^4} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} \cdot 2a \cdot x \quad (D8)$$

Dersom NA sitter lavere (sone B) får en balansert armering:

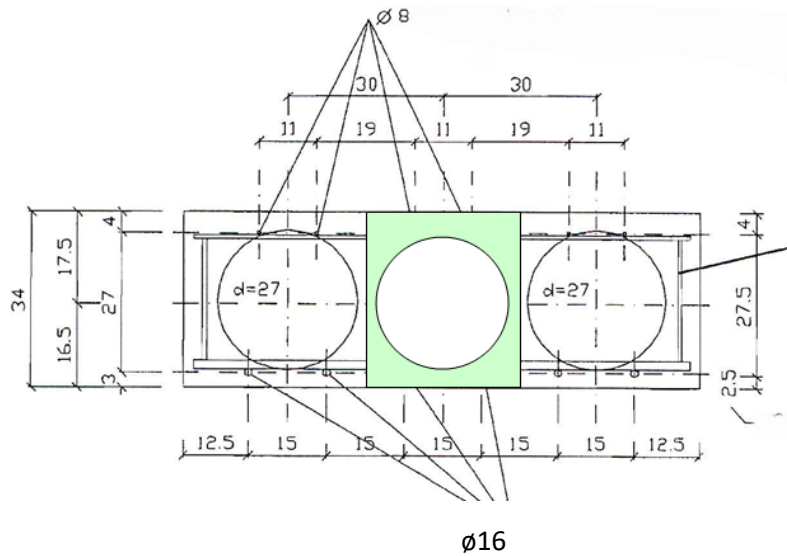
$$T_c = \frac{A \cdot b}{10^4} \cdot \frac{f_{cf}}{f_{sd}} \left[2 \cdot a \cdot (h_o + z_i) - \left[z_i \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - z_i^2} + \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot z_i}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \right] \right] \quad (D9)$$

Beregningsgangen illustreres ved beregningseksempler:

Beregning av momentkapasitet for gitt bjelketverrsnitt med armering

Som eksempel beregnes BD-forsøkslementer tidligere vist i figur D1, også vist i figur D6. Det tas ut en stripe med en kule som vist på figuren, stripebredde 300mm. Med betegnelser og materialverdier som tidligere angitt og som i figur D6

Materialer:	Betong	B35
	Armering	B500NC UK: $A_s = 1210 \text{ mm}^2/\text{m} \Rightarrow A_s = 362 \text{ mm}^2$
Geometri:	Elementtykkelse	$h = 340 \text{ mm}$
	Statisk høyde	$d = 270 + 40 = 310 \text{ mm}$
	Avstand kuler	$2a = 300 \text{ mm}$ (elementbredde)
	Kulesenter	$h_o = 175 \text{ mm}$
	Kulediameter	$D = 270 \text{ mm}$



Figur D6 Utsnitt av BD-element med en kule. Basis for beregningseksempel

Dimensjonerende fastheter:

Flytetøyning i armeringen

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = \frac{500}{2 \cdot 10^5} = 0,0025$$

Koeff. Spenningsblokk

$$A=80 \quad B=100$$

Balansert armeringstverrsnitt

$$a_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0025} = 0,583$$

Nøytralaksebeliggenhet v bal. arm.

$$x_b = a_b \cdot d = 0,583 \cdot 310 = 180 \text{ mm}$$

$$z_1 = -\left(h_0 - \frac{A}{100} a \cdot d\right) = -(175 - 0,8 \cdot 180) = -31 \text{ mm}$$

Nøytralaksen går igjennom sone B. (jfr. figur D10). Balansert armering bestemmes etter lign D12.

$$A_{sb} = \frac{A \cdot b}{10^4} \cdot \frac{f_{cf}}{f_{sd}} \left[2 \cdot a \cdot (h_0 + z_i) - \left[z_i \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - z_1^2} + \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot z_i}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \right] \right]$$

$$A_{sb} = \frac{80 \cdot 100}{10^4} \cdot \frac{19,5}{400} \left[2 \cdot 150 \cdot (175 - 31) - \left[(-31) \cdot \sqrt{\left(\frac{270}{2}\right)^2 - (-31)^2} + \left(\frac{270}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot (-31)}{270}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{270}{2}\right)^2 \right] \right]$$

$$A_{sb} = 0.039[43200 - [-4073 - 18225 \cdot 0.2316 + 28613]] = 892\text{mm}^2 > A_s = 362\text{mm}^2$$

Armering i bjelke mindre enn balansert armering. \Rightarrow Underarmert tverrsnitt.

Når tverrsnittet er underarmert kommer armeringen til flytning. Aksiallikevekt mellom betong trykk-kraft og armering strekk-kraft gir nøytralaksens beliggenhet ved brudd, og tverrsnittets momentkapasitet kan beregnes.

I det aktuelle element består armeringen av 2 ϕ 16 $\Rightarrow A_s=2 \times 201=402\text{mm}^2$

$$S = \frac{f_{sk}}{\gamma} \cdot A_s = f_{sd} \cdot A_s = 435 \cdot 402 = 174870\text{N} = 174,9\text{kN}$$

Bestemmer nøytralaksens beliggenhet ved iterasjon. Betingelse oppfylt når $T_c=S$

Beregner trykkkraft T_c

$$T_c = \frac{A}{100} \cdot \frac{B}{100} \cdot \frac{f_{cn}}{\gamma} \left[2 \cdot a \cdot (h_o + z_1) - \left[z_1 \cdot \sqrt{\left(\frac{D}{2}\right)^2 - z_1^2} + \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot z_1}{D}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 \right] \right] \quad (\text{D10})$$

Bjelke med balansert armering $\alpha=0.583$ $x = \alpha \cdot d = 0,583 \cdot 310 = 180\text{ mm}$ $z_1=-31\text{mm}$

$$T_c = 0,8 \cdot 19,8 \cdot \left[2 \cdot 150 \cdot (175 - 31) - \left[(-31) \cdot \sqrt{\left(\frac{270}{2}\right)^2 - (-31)^2} + \left(\frac{270}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot (-31)}{270}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{270}{2}\right)^2 \right] \right]$$

$$T_c = 15,84 \cdot [43200 - [-4073 - 18225 \cdot 0,2316 + 28613]] = 362433 = 362,4\text{kN}$$

Normalarmert bjelke dvs. $\epsilon_s = 2 \cdot \epsilon_{sy} = 2 \cdot 0,0025 = 0,005$ $\alpha=0,412$ $x=127\text{mm}$ $z_1=-73\text{mm}$

$$T_c = 0,8 \cdot 19,8 \cdot \left[2 \cdot 150 \cdot (175 - 73) - \left[(-73) \cdot \sqrt{\left(\frac{270}{2}\right)^2 - (-73)^2} + \left(\frac{270}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot (-73)}{270}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{270}{2}\right)^2 \right] \right]$$

$$T_c = 15,84 \cdot [30600 - [-8289 - 18225 \cdot 0,570 + 28613]] = 327321 = 327,1\text{kN}$$

Bjelke med maks tillatt flytning

$$\epsilon_s = 0,010 \quad \alpha = 0,259 \quad x = 80,3 \text{ mm} \quad z_1 = -94,1 \text{ mm}$$

$$T_c = 0,8 \cdot 19,8 \cdot \left[2 \cdot 150 \cdot (175 - 94,1) - \left[(-94) \cdot \sqrt{\left(\frac{270}{2}\right)^2 - (-94)} + \left(\frac{270}{2}\right)^2 \cdot \arcsin\left(\frac{2 \cdot (-94)}{270}\right) + \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{270}{2}\right)^2 \right] \right]$$

$$T_c = 15,84 \cdot [24300 - [-9108 - 18225 \cdot 0,769 + 28613]] = 297950 = 297,9 \text{ kN}$$

Analoge beregninger utføres for ståltøyninger på $\epsilon_s = 0,020$ hhv. $\epsilon_s = 0,023$. Resultatene av beregningene er sammenstilt i tabellen under. Med $\epsilon_c = 0,0035$

Tabell D2

	ϵ_s	a	x (mm)	z_1 (mm)	T (kN)
Balansert armering	0,0025	0.583	180	-31	362
Normalarmert	0,0050	0.411	127	-73	327
Maks tillatt flytning	0,0100	0.259	80	-94	298
Stor flytning	0,0200	0.149	46	-129	214
Stor flytning	0,0230	0.132	41	-134	178

Likevekt $T \cong S$ oppstår ved stor flytning $\epsilon_s = 0,0230$.

$$\text{Indre momentarm} \quad z = \frac{D}{2} + |z_1| + 0,5x = \frac{270}{2} + 134 + 0,4 \cdot 41 = 285 \text{ mm}$$

$$\text{Moment for bredde } 0,30 \text{ m} \quad M = T_c \cdot z = S \cdot z = 174,9 \cdot 0,285 = 49,85 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment for element bredde } 1,0 \text{ m} \quad M = 49,8 \cdot 3,33 = 165,83 \text{ kNm}$$

$$\text{Totallast etter oppstilling i figur D6: } P = P_1 + P_2 = \frac{2M}{a} = 2 \cdot \frac{165,83}{1,05} = 315,87 \text{ kN}$$

Kommentar

Den beregnede bruddlast (med materialkoeffisienter iberegnet) er 316 kN. I figur D7 er registrert bruddlast 350 kN. Uten materialkoeffisient beregnes bruddlasten til $316 \times 1,25 = 395$ kN

Tverrsnittets momentkapasitet med tilleggsarmering (strekk)

Ved vanlig dimensjonering velger en et underarmert tverrsnitt da dette oppviser en viss seighet ved brudd. Ved balansert armering er nøytralaksens beliggenhet fastlagt og armering kan bestemmes etter lign D11.

Normalt tar en utgangspunkt i full utnyttelse av betongtrykksonen og med ståltøyningene $\varepsilon_s = 2 \cdot \varepsilon_{sy}$ (normalarmert tverrsnitt) kan nøytralaksens beliggenhet $x=\alpha d$ og trykk-kraften T bestemmes etter lign D4 og den indre momentarm z etter ligning D5. Momentkapasitet med tilleggsarmering og dimensjonert for et seigt brudd, dvs. underarmert kan da bestemmes av lign D6.

For de aktuelle forsøksbjelker har vi i tabell beregnet trykkapasitet ved balansert og ved normalarmert BD plater. Ut fra betingelsen om likevekt mellom strekk og trykkarmering kan armeringsmengden bestemmes.

For balansert armering: (tilleggsarmering i parentes)

$$A_{sb} = \frac{T_b}{f_{sd}} \quad (D11) \quad z = \frac{d}{2} + z_1 \cdot 0,4 \cdot x \quad (D12)$$

$$A_{sb} = \frac{362000}{435} = 832 \text{mm}^2 \Rightarrow 2\emptyset 16 + (2\emptyset 16 + 1\emptyset 12) = 911 \text{mm}^2$$

$$z = \frac{270}{2} + 31 + 0,4 \cdot 180 = 238 \text{mm}$$

$$\text{Moment for bredde } 0,30\text{m} \quad M = T_c \cdot z = S \cdot z = 362 \cdot 0,238 = 86,2 \text{kNm}$$

$$\text{Moment for element bredde } 1,0\text{m} \quad M = 86,2 \cdot 3,33 = S \cdot z = 287 \text{kNm}$$

For normalarmering. (tilleggsarmering i parentes)

$$A_{sb} = \frac{T_n}{f_{sd}} \quad (D13)$$

$$A_{sn} = \frac{327000}{435} = 751 \text{mm}^2 \Rightarrow 2\emptyset 16 + (2\emptyset 16) = 800 \text{mm}^2$$

$$\text{med } z = \frac{270}{2} + 73 + 0,4 \cdot 127 = 258 \text{mm}$$

$$\text{Moment for bredde } 0,30\text{m} \quad M = T_c \cdot z = S \cdot z = 327 \cdot 0,258 = 84,4 \text{kNm}$$

$$\text{Moment for element bredde } 1,0\text{m} \quad M = 84,4 \cdot 3,33 = S \cdot z = 281 \text{kNm}$$

Kommentar

Vi har i overstående eksempel funnet tverrsnittets momentkapasitet ved fullt utnyttet trykksone og tilleggsarmering. Ytterligere momentkapasitet kan oppnås ved å forsterke trykksone med trykkarmering og samtidig øke strekkarmeringen.

Praktisk dimensjonering av tverrsnitt. Muligheter for trykkarmert tverrsnitt

Det vanlige tilfelle i dimensjoneringspraksis er at en skal dimensjonere et tverrsnitt for de ytre dimensjonerende lastvirkninger. Er tverrsnittshøyden valgt, dvs. type BD-dekke, består oppgaven å bestemme tilleggsarmering. Det kan legges tilleggsarmering både i strekk og trykksone.

Vanlig praksis er at en velger et underarmert tverrsnitt da dette oppviser en viss seighet ved brudd. Ved å sette $\epsilon_s = 2 \cdot \epsilon_{sy}$ har vi normalarmert tverrsnitt. Dersom det ytre dimensjonerende moment M_f er større enn det normalarmerte tverrsnittets momentkapasitet ved fullt utnyttet trykksone, må trykksone forsterkes med trykkarmering. Trykkarmeringen betegnes med A_s' .

En praktisk måte å bestemme nødvendig A_s og A_s' er å dele beregningen i to trinn.

- Først bestemmes strekkarmeringsdelen som tilsvarer fullt utnyttet trykksone A_{s1} . Denne armeringen har kapasitet til å tåle momentet M_{cd} . (se overstående avsnitt), og armeringsmengde $A_{s1} = \frac{T_n}{f_{sd}}$
- Videre bestemmes tilleggsarmeringen både på trykk og strekksiden $A_s = A'_{s2}$. A'_{s2} er det som alene må ta opp resten av det ytre dimensjonerende moment

$$\Delta M_f = M_f - M_{cd} \quad (D14)$$

Ved likevekt bestemmes tilleggsarmeringen i trykksone:

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{f_{sd} \cdot h'} \quad (D15)$$

hvor h' er avstand mellom trykk og strekkarmering (indre momentarm armering). Den endelige armeringen blir derved:

$$\text{På strekkside : } A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (D16)$$

$$\text{På trykkside : } A_s' = A_{s2} \quad (D17)$$

Som eksempel beregnes nødvendig tilleggsarmering i BD-elementene vist i figur D5 og D6 for et ytre dimensjonerende moment $M_f=360\text{kNm}$.

- Tverrsnittets momentkapasitet ved full utnyttelse av trykksone og med strekkarmering $A_{s1} = A_{sn} = 805\text{mm}^2$ som tilsvarer normalarmert tverrsnitt (jfr. tabell D2): $M_{cd}=276\text{ kNm}$
- Trykkarmering må ta det resterende moment

$$\Delta M_f = M_f - M_{cd} = 365 - 276 = 74\text{kNm}$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{f_{sd} \cdot h'} = \frac{84000}{400 \cdot 0,27} = 777\text{mm}^2 \Rightarrow 4\phi 16 (804\text{mm}^2)$$

Endelig armering for BD element med bredde 1,0m:

$$\text{På strekkside: } A_s = A_{s1} + A_{s2} = 3,33 \cdot 805 + 777 = 3457\text{mm}^2$$

$$\text{På trykkside: } A_s' = A_{s2} = 777\text{mm}^2$$

Anbefalinger:

Skjær

Skjærkapasitet til BubbleDeck plater er avhengig av effektivt betongtverrsnitt og er lavere enn for fulltverrsnittsplater. Ved dimensjonering kan skjærkapasiteten settes lik 0,60 av fulltverrsnittets skjærkapasitet. (sikker side).

Gjennomlokking

I soner med konsentrerte laster som for eksempel ved søyler, anbefales det i søylenes umiddelbare nærhet, å fjerne boblene og erstatte dem med fulltverrsnitt. Kontroll for gjennomlokking utføres derfor som ved fulltverrsnitt. Uten fjerning av kulene må en halvering av BubbleDeck-platens gjennomlokkingskapasitet tas i betraktning.

Dokumentasjon

Dokumentasjon på skjærkapasitet i BubbleDeck konstruksjoner finner vi i [12], [16], [17], [18], [19] og [20]. Vi skal her spesielt trekke frem referansene [12] og [18] hvor resultater fra gjennomlokkingsforsøk viser konstruktiv oppførsel og bruddkapasitet til BubbleDeck plater som utsettes for konsentrerte laster. I tillegg gjøres det beregningsmessige parameterstudier.

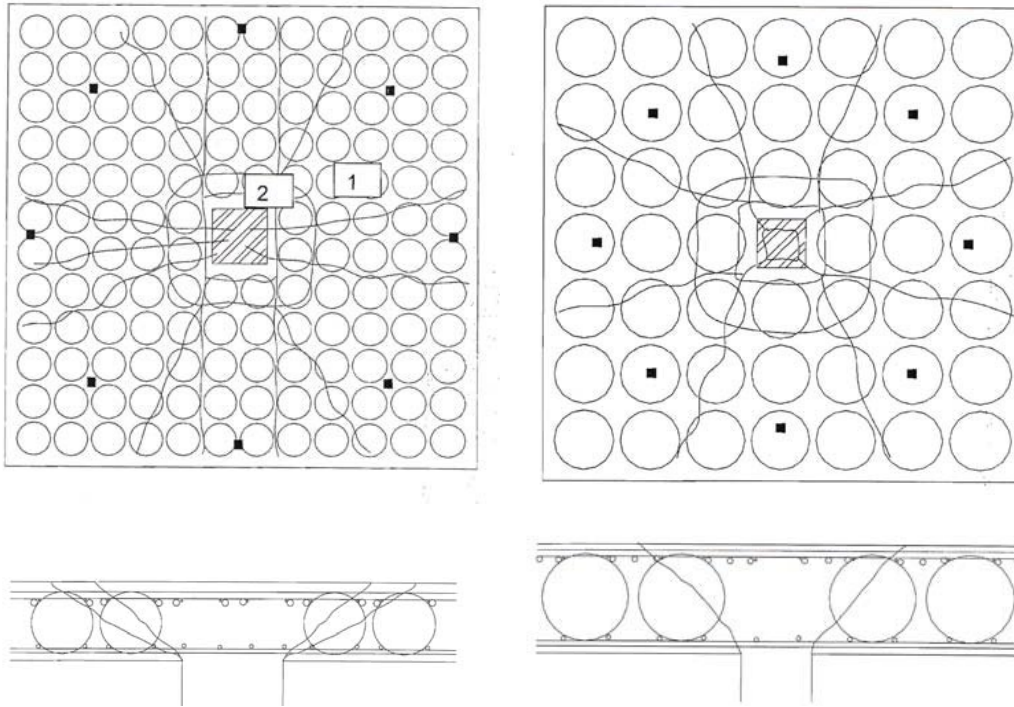
Beregnings- og forsøksobjekter

Som beregnings- og forsøksobjekter benyttes her BD-plater med tykkelse 240mm (D24) og 450mm (D45) som er vist i figur D12. Platene representerer ytterpunkter mht dimensjoner og inkluderer derfor normaldimensjonene på BD-plater. For de aktuelle plater fremgår dimensjoner og kulenes plassering i forhold til søyler av figurene. Søylen har dimensjonen 300x300mm. D24 har en bobleavstand på 200mm og en øvre ferdigarmering med nett $\phi 6$ c/c 100mm og en nedre ferdigarmering med nett $\phi 12$ c/c 100mm. Som tilleggsarmering i overkant er det lagt $\phi 20$ c/c 100mm. Tilleggsarmeringen er dimensjonert slik at det ikke skal opptre bøyebrydd. Som statisk høyde regnes 190mm. D45 har en bobleavstand på 400mm og en øvre ferdig armering $\phi 10$ c/c 200mm og en nedre ferdigarmering $\phi 20$ c/c 200mm. Tilleggsarmering i overkant er $\phi 25$ c/c 135mm. Betongfasthet (sylinder) til forsøksobjektene varierte fra 35,7-40,4 N/mm² for D24 og 23,8- 32,6 N/mm² for D45. Beregninger utføres her etter NS 3473 for så vel fulltverrsnitt platersom for BD-plater, og resultatene sammenholdes med forsøksresultater. For beregninger etter NS 3473 benyttes en betongkvalitet B35.

Forsøksobservasjoner

BD-plater har ved gjennomlokking et identisk bruddforløp som fulltverrsnittplater, men med lavere bruddkapasitet i forhold til massivplater med samme dimensjoner og armering. (ca 50 %).

I figur D12 er rissbildene ved brudd tegnet inn. Radiale riss (merket 1) opptrer før tangentielle riss (merket 2). I tverrsnitt opptrer rissene helt identisk som riss ved massive plater. Rissene har ulik vinkel mot horisontplanet, størst ved tykke plater (40-45), noe mindre ved tynne plater (30-40).



Figur D7. Forsøksplater D24 (2,50x2,50m) og D45 (2,90x2,90m) i grunnriss og snitt med rissmønster i bruddtilstand. [18]. Dimensjonerende snitt i avstand d (statisk høyde plate) etter NS 3473 er tegnet inn (stiplet linje)

Beregning av gjennomløkkingskapasitet etter NS 3473

Forenklet metode NS 3473:

$$V_{ed} = V_{co} = 0,3 \cdot (f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d}) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \quad (D18)$$

hvor

$f_{td} = f_{tn} / \gamma_c$ hvor f_{tn} = konstruksjonsfasthet for strekk

A_s = Tverrsnitt av lengdearmoring på strekksiden, tilstrekkelig forankret

$K_A = 100 \text{ N/mm}^2$

$K_v = 1,5 \cdot d$ for plater og bjelker uten skjærarmoring, men $1,0 \leq k_v \leq 1,4$

b_w = bjelkestegbredde (bjelke), dimensjonerende bredde kritisk snitt (plate)

For fulltverrsnittplate D24:

$t = 240 \text{ mm}$, $d = 190 \text{ mm}$

Betong B35 $\Rightarrow f_{td} = f_{tn} / \gamma_c = 2,0 / 1,4 = 1,42 \text{ N/mm}^2$

Armering $\phi 6 \text{ c/c } 100 \text{ mm} + \phi 20 \text{ c/c } 100 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 3422 \text{ mm}^2/\text{m}$

Dimensjonerende snitt: $b_w = 4(b_{s\phiyle} + 2d) = 4(300 + 2 \cdot 190) = 4 \cdot 680 = 2720 \text{ mm}$

$K_A = 100 \text{ N/mm}^2$ $k_v = 1,5 \cdot d = 1,5 \cdot 0,16 = 1,31$

Beregnet gjennomløkkingskapasitet fulltverrsnittplate etter lign (D18)

$$V_{ed} = V_{co} = 0,3 \cdot \left(1,42 + \frac{100 \cdot 3422 \cdot 2,720}{1,4 \cdot 2720 \cdot 190} \right) \cdot 2720 \cdot 190 \cdot \frac{1,31}{1000} = 548 \text{ kN}$$

$$V_{cd} \leq 0,6 \cdot 1,42 \cdot 2720 \cdot 190 \cdot \frac{1,31}{1000} = 576 \text{ kN}$$

For fulltverrsnittplate D45:

t=450mm, d=390mm

Betong B35 $\Rightarrow f_{td} = f_{tn}/\gamma_c = 2,0/1,4 = 1,42 \text{ N/mm}^2$

Armering $\varnothing 10 \text{ c/c } 200\text{mm} + \varnothing 25 \text{ c/c } 135\text{mm} \Rightarrow A_s = 4026 \text{ mm}^2/\text{m}$

Dimensjonerende snitt: $b_w = 4(b_{s\ddot{o}yle} + 2d) = 4(300 + 2 \cdot 390) = 4 \cdot 1080 = 4320\text{mm}$

$k_A = 100 \text{ N/mm}^2$ $k_v = 1,5 - d = 1,5 - 0,39 = 1,11$

Beregnet gjennomlokkingskapasitet fulltverrsnittplate etter lign (D1)

$$V_{ed} = V_{co} = 0,3 \cdot \left(1,42 + \frac{100 \cdot 4026 \cdot 4.320}{1,4 \cdot 4026 \cdot 390} \right) \cdot 4320 \cdot 390 \cdot \frac{1,11}{1000} = 1210 \text{ kN}$$

$$V_{cd} \leq 0,6 \cdot 1,42 \cdot 4320 \cdot 390 \cdot \frac{1,11}{1000} = 1593 \text{ kN}$$

Beregningsmessig gjennomlokkingskapasitet av BD-Plater

Kapasitet ved gjennomlokking er avhengig av den medvirkende bredde/ omkrets av det dimensjonerende snitt. For BD går det dimensjonerende snitt gjennom flere kuler. Se figur 7. Følgelig reduseres den medvirkende bredde når snittet går igjennom "boblene".

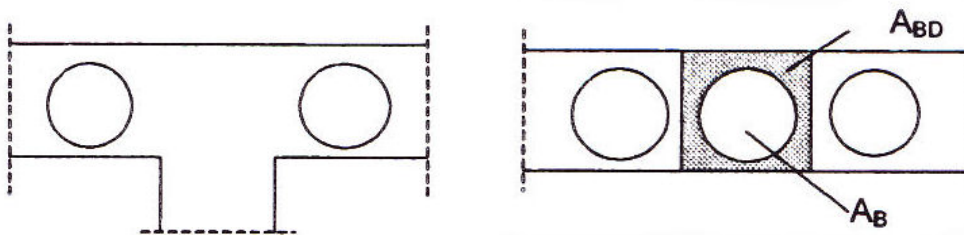
I figur D7 er det dimensjonerende snitt i en avstand d fra søylekant tegnet inn (stiplet linje). Det dimensjonerende snitt skjærer gjennom kulene. Snitt-tegningene viser i hvilken grad boblene kan redusere medvirkende bredde. Avhengig av platetykkelse og kulenes plassering, går snittet igjennom kulene på ulik sted. Beregningsmessig ugunstigste, men fullt realistiske tilfelle, går snittet gjennom kulens sentrum som vist i figur D13:

Settes gjennomlokkingskapasiteten proporsjonal med tverrsnittest arealreduksjonen får vi følgende reduksjonsfaktor mht kapasitet i forhold til fullplate:

$$\alpha_d = \frac{A_{bd}}{A_{MD}} \quad (A_{BD} = \text{tverrsnittsareal BD, } A_{MD} = \text{tverrsnittsareal massivt dekke})$$

Med

$$A_{bd} = A_{MD} - A_B = A_{MB} - \pi \cdot r_n^2 = 2 \cdot a_{BD} \cdot d_{BD} - \pi \cdot r_B^2$$



Figur D8 Snitt i BD plate ved søyle (figur til venstre) og snitt midt i kulerekke utenforsøyle. (figur til høyre)

For Platene D24, hhv D45 beregnes forholdet mellom arealene for BD platene og massivplatene

$$\text{D24: } A_{MD} = 200 \cdot 240 = 48000 \text{ mm}^2 \quad A_{BD} = 200 \cdot 240 - \pi \cdot 190^2 = 22566 \Rightarrow \alpha_D = 0.47$$

$$D45: A_{Md}=400 \cdot 450=180000\text{mm}^2 \quad A_{BD}=400 \cdot 450-\pi \cdot 180^2=101136 \Rightarrow \alpha_D=0.43$$

Beregning etter NS3474 forenklet metode, etter lign D18 baserer seg på et bidrag fra betongen og et bidrag fra lengdearmeringen. Med BD reduseres tverrsnittet, dvs. bidrag fra betongen, mens lengdearmeringen er lik. Som første antagelse kan derfor betongens bidrag reduseres i forhold til reduksjon av det virksomme tverrsnitt. Det betyr at første ledd i ligning reduseres med faktoren α_D . Den forenklete metode setter imidlertid en begrensning på lengdearmeringens bidrag, hvilket fører til redusert kapasitet. Beregningene gjennomføres under etter lign D19 hvor faktoren α_D er tatt med.

$$V_{ed} = V_{co} = 0,3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_a \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \leq 0,6 \cdot f_{td} \cdot \alpha_D \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \quad (D19)$$

D24: Beregnet gjennomlokkingskapasitet BD 24-plate etter lign (D19)

$$V_{ed} = V_{co} = 0,3 \cdot \left(1,42 \cdot 0,47 + \frac{100 \cdot 3422 \cdot 2,720}{1,4 \cdot 2720 \cdot 190} \right) \cdot 2720 \cdot 190 \cdot \frac{1,31}{1000} = 392\text{kN}$$

$$V_{cd} \leq 0,6 \cdot 1,42 \cdot 0,47 \cdot 2720 \cdot 190 \cdot \frac{1,31}{1000} = 271\text{kN}$$

D45: Beregnet gjennomlokkingskapasitet BD 45-plate etter lign (D19)

$$V_{ed} = V_{co} = 0,3 \cdot \left(1,42 \cdot 0,43 + \frac{100 \cdot 4026 \cdot 4,320}{1,4 \cdot 4026 \cdot 390} \right) \cdot 4320 \cdot 390 \cdot \frac{1,11}{1000} = 756\text{kN}$$

$$V_{cd} \leq 0,6 \cdot 1,42 \cdot 0,43 \cdot 4320 \cdot 390 \cdot \frac{1,11}{1000} = 685\text{kN}$$

Dimensjonerende gjennomlokkingskapasitet BD og forholdet til kapasitet til fulltverrsnittdekke:

$$D24: V_{cd}=271\text{kN} \quad \text{Forhold} \quad \frac{V_{cd}^{BD}}{V_{cd}^{MD}} = \frac{271}{548} = 0,49$$

$$D45: V_{cd}=685\text{kN} \quad \text{Forhold} \quad \frac{V_{cd}^{BD}}{V_{cd}^{MD}} = \frac{685}{1210} = 0,56$$

Tabell D1 Bruddlaster sammenlignet med beregnet bruddkapasitet etter NS3473.

Forsøksobjekt	Målt bruddlast BD-plater(KN)	Beregnet bruddkapasitet Fulltversnitt (KN)	Beregnet bruddkapasitet BD-plate(KN)
D1 24	520	548	271
D2 24	580		
D3 24	525		
D4 45	935	1210	685
D5 45	990		
D6 45	1180		

Kommentarer

Tabell D1 viser beregnede bruddlaster for BD-plater og fulltvernsnittplater med samme dimensjoner og armering. Resultatene sammenlignes med registrerte bruddlaster fra forsøk med BD-plater med samme dimensjoner og armering.

Observasjoner fra forsøkene bekrefter at BD-platers bruddforløp er identisk med bruddforløp til massivplater. Dette gir grunnlag for å benytte samme dimensjoneringsprinsipper som ved massivplater (fulltvernsnittplater).

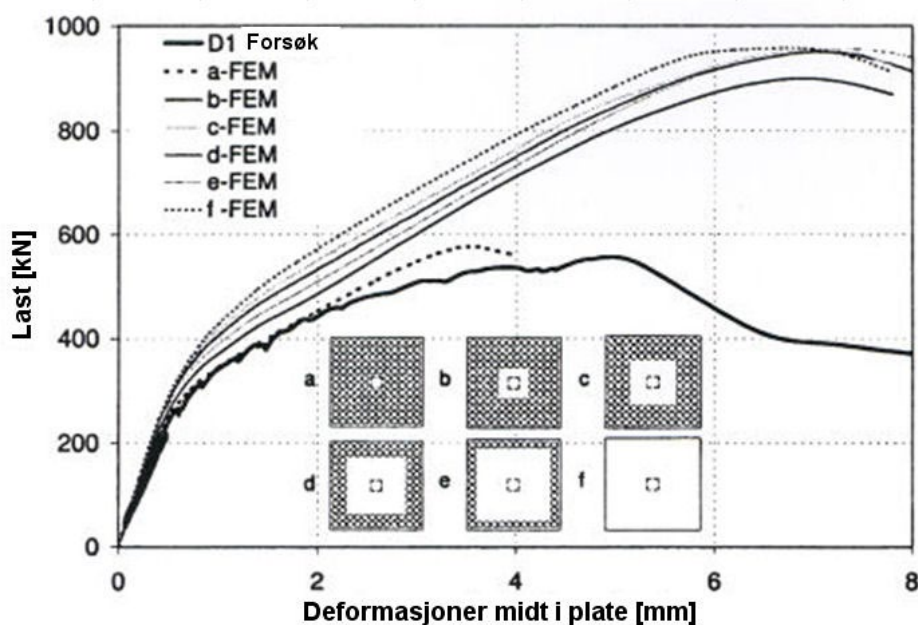
Beregning av dimensjonerende bruddkapasitet ved gjennomlokking av BD plater kan gjøres etter samme prinsipper som for fulltvernsnittplater etter forenklet metode i NS 3473. Ved denne beregning skal det reduserte betongtverrsnitt (og derav reduserte effektive bredde b_w), som følge av gjennomskjæring av kulene, tas i betraktning ved at betongens andel i kapasitetsuttrykket reduseres. Likeledes skal det tas hensyn til begrensning av lengdearmeringens virkning ved det reduserte tverrsnitt (uttrykket bak <).

Beregningsmessig bruddkapasitet til BD-plater ligger ca på 50% av beregningsmessig bruddkapasitet til fulltvernsnittplater. Beregningsgangen kan gjennomføres som vist over.

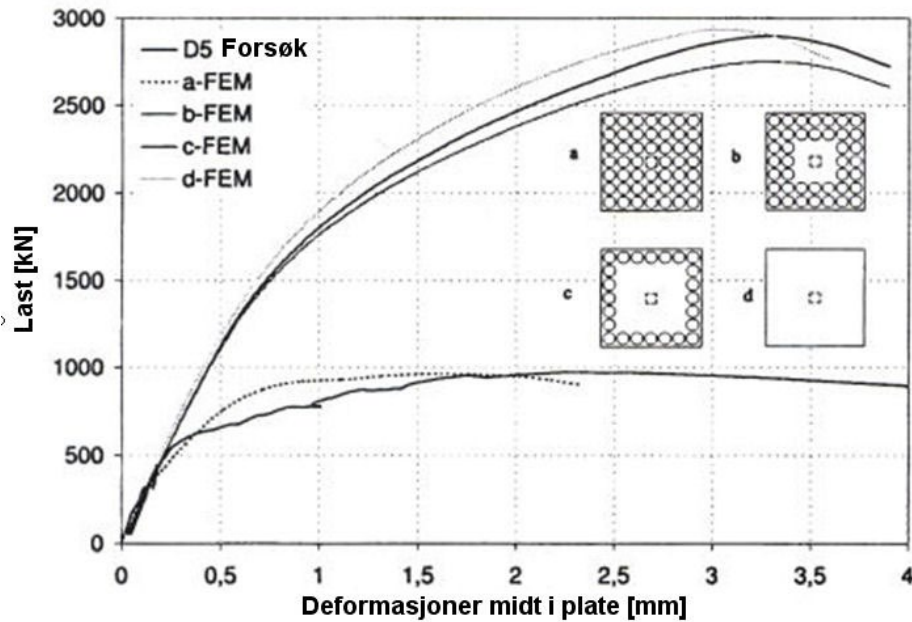
Konstruktivt og kapasitetsmessig anbefales det imidlertid i soner med konsentrerte laster, som ved søyler, at en i søylenes nærhet fjerner boblene i minimum 2d fra søylekant, og erstatter dem med massivtverrsnitt. Kontroll for gjennomlokking utføres derfor som ved fulltvernsnitt. Uten fjerning av boblene må en halvering av BubbleDeck-platens gjennomlokkingskapasitet tas i betraktning.

Fjerning av bobler i søylenære områder

Som anbefalt over kan boblekulene fjernes i søylers umiddelbare nærhet. Virkningen, eller konsekvensen av å fjerne en eller flere rader med kuler er undersøkt beregningsmessig med FEM analyser. [12]. Virkningen kan best illustreres i last-forskyvningsdiagrammer som vist i figur D9 og D10.



Figur D9 Effekt av fjerning av boblekuler i søylers umiddelbare nærhet. Beregnede last-deformasjonskurve for forsøksplate plate D24 og forsøksresultater [12]



Figur D10 Effekt av fjerning av boblekuler i søylers umiddelbare nærhet. Beregnede last-deformasjonskurve for forsøksplate plate D24 og forsøksresultater [12]

Kommentarer

Last-forskyvningskurvene fra forsøk og FEM analyse bekrefter at de etter NS 3473 beregnede dimensjonerende bruddlaster ligger på riktig nivå og kan benyttes i dimensjonering

Effekten av å fjerne en rekke av bobler i søylers umiddelbare nærhet er kapasitetsmessig betydelig og dimensjonering kan i det tilfelle utføres som for massivplater. Denne løsning anbefales.

D4 FORSKYVNINGER

Anbefalinger

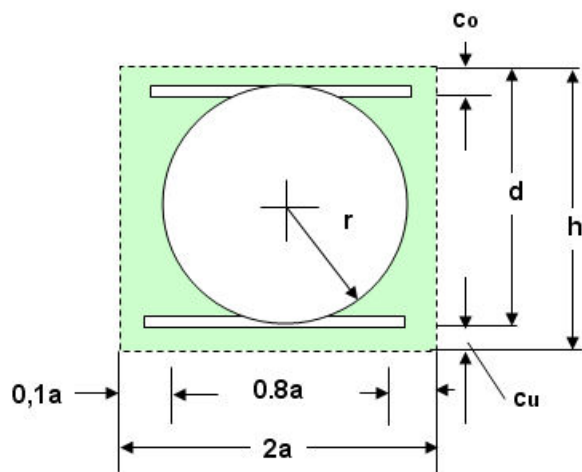
For bruksgrensetilstanden skal forskyvninger kontrolleres. For BubbleDeck-elementer betyr det at nedbøyninger skal kunne beregnes. Nedbøyninger skal begrenses ihht. NS-EN 1992 pkt. 7.4.1. Den største tillatte nedbøyningen bør ikke overskride spennvidde/250. Overhøyde kan brukes for å kompensere for deler eller hele nedbøyningen, men en forskalet overhøyde bør ikke overskride spennvidde/250.

Ved kontroll av nedbøyningsberegninger må risslast bestemmes. Dette fordi før riss, kan deformasjoner beregnes på uoppsprukket tverrsnitt, stadium 1, men etter riss last må nedbøyningene beregnes i opprisset tilstand, dvs. stadium 2 Tverrsnittets stivhetsegenskaper beregnes derfor både i risset og urisset stadium.

Dokumentasjon

Dokumentasjon på deformasjoner av bøyingspåkjente BubbleDeck konstruksjoner finner vi i [12], [13], og [14]. Vi skal her spesielt trekke frem referansene [12] og [14] hvor deformasjoner fra forsøk av momentbelastede bjelker kan tjene som beregningsmessig dokumentasjon. (se figurene D3 og D4).

Tverrsnittsverdier urisett tverrsnitt [12,14]



Figur D11 Tverrsnitt av "enhetsbredde" med en kule. Betegnelser fremgår av figuren.

Antar sentrisk beliggenhet av boble, dvs. $c_o = c_u$. For "enhetsbredden B" i [m] får en:

$$\text{Tverrsnittsareal} \quad A = 2 \cdot a \cdot h - \pi \cdot r^2 \quad (\text{D20})$$

$$\text{Arealtreghetsmoment: } I_{BDI} = B \left[\frac{h^3}{12} - \frac{D^3 \cdot \pi}{480 \cdot a^2} \right] = B \left[\frac{h^3}{12} - 0,124 \cdot a^3 \right] \quad (\text{D21})$$

Hvor

d = Platetykkelse

D = Diameter «boble»

A = maskevidde nedre armeringsnett

c_o, c_u = Overdekning øvre. Hhv. nedre armering

s_{bu}, s_{bi} = Avstand tyngdepunkt «boble», hhv ideelle tyngdepunkt til OK tverrsnitt

Dersom kulen ("boblen") ikke ligger symmetrisk, kan en tilnærmet regne etter overstående formel, hvor arealtreghetsmomentet beregnes med en redusert tverrsnittshøyde $h = D + 2c_o$ når $c_o < c_u$, og $h = D + 2c_u$ når $c_u < c_o$.

Kommentar

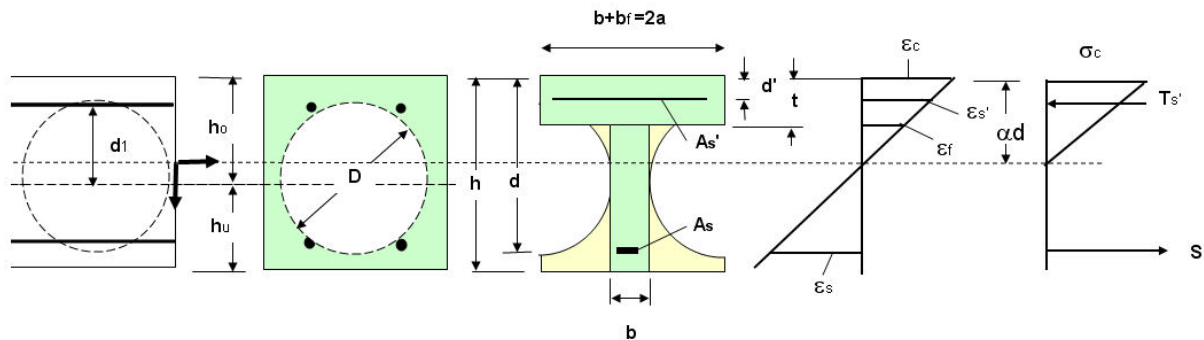
Reduksjon av arealtreghetsmomentet til BubbleDeck, beregnet i Stadium I, (uoppstrukket tverrsnitt), i forhold til arealtreghetsmomentet til fulltverrsnitt når de har samme tykkelse er relativ begrenset og ligger i størrelsesorden 12-13%. Eller:

Med økning av tykkelsen på et BubbleDeck dekke med 5% i forhold til et fulltverrsnitt, oppnår en det samme arealtreghetsmoment og stivhet, men sparer et betongvolum, og derav vekt med 31%.

Risett tverrsnitt

For beregning av arealtreghetsmomentet av et BubbleDeck-element i risett tilstand, benyttes en forenklet tverrsnittsmoell. Et element med en "enhetsbredde" som inneholder en kule (boble), idealiseres til et T-tverrsnitt som vist i figur D12. For å inkludere et mer generelt tilfelle, legges det her armering i så vel underkant som overkant. Tverrsnittet har i overkant en bredde $b + b_f = 2a$,

stegbredde $b=(2a-D)$ hvor D er kulediameter. Flenstykkelse t bestemmes av arealekvivalenter fra tverrsnittareal utenfor steg over nøytralakse. Armering underkant og overkant betegnes med A_s hhv. A'_s . Nøytralaksens beliggenhet og bøyestivhet kan da utledes og beregnes etter [4].



Figur D12. Idealisert tverrsnitt av BubbleDeck-element i opprisset tilstand (stadium II)

Nøytralaksens beliggenhet αd

Aksiallikevekt og Hooke's lov for betong i trykk og armering gir:

$$\frac{1}{2} \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b + \frac{1}{2} \cdot E_c \cdot (\varepsilon_f + \varepsilon_c) \cdot t \cdot b_f + (E_s \cdot \varepsilon'_s \cdot A'_s - E_c \cdot \varepsilon'_c \cdot A'_s) - E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_s = 0 \quad (D22)$$

Naviers hypotese $\varepsilon = k \cdot a \cdot z$ gir:

$$\varepsilon_c = k \cdot \alpha \cdot d$$

$$\varepsilon'_s = k \cdot (\alpha \cdot d - d')$$

$$\varepsilon_s = k \cdot (1 - \alpha) \cdot d$$

$$\varepsilon_f = k \cdot (\alpha \cdot d - t)$$

Insatt og ordnet får vi:

$$a^2 + 2 \cdot \left[\eta \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} + (1 - \alpha) \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} + \frac{t \cdot b_f}{b \cdot d} \right] \cdot \alpha - 2 \left[\eta \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} + (\eta - 1) \cdot \frac{d' \cdot A'_s}{d^2 \cdot b} + \frac{t^2 \cdot b_f}{2d^2 \cdot b} \right] = 0 \quad (D24)$$

$$\text{Med } \eta = \frac{E_s}{E_c}, \quad \eta \rho = \eta \cdot \frac{A_s}{b \cdot d}, \quad \eta \mu' = (\eta - 1) \cdot \frac{A'_s}{b \cdot d} = (\eta - 1) \cdot \rho' \quad \text{og} \quad f = \frac{t \cdot b_f}{b \cdot d} \quad (D25)$$

Kan lign (D25) skriver:

$$a^2 + 2 \cdot A \cdot a - 2 \cdot (A - B) = 0 \quad (D26)$$

Hvor

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f \quad (D27)$$

$$B = \eta \cdot \mu' \cdot \left(1 - \frac{d'}{a}\right) + f \cdot \left(1 - \frac{t}{2 \cdot d}\right) \quad (D28)$$

Ligning (D26) har løsning:

$$a = \sqrt{A^2 + 2 \cdot A - 2B} - A \quad (D29)$$

Arealtreghetsmoment og bøyestivhet

Betongens bidrag:

$$I_{NA} = I_{steg} + I_{flens} = \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{12} + b \cdot \alpha \cdot d \cdot \left(\frac{\alpha \cdot d}{2}\right)^2 + \frac{b_f \cdot t^3}{12} + b_f \cdot t \cdot \left(\alpha \cdot d - \frac{t}{2}\right)^2 \quad (D30)$$

$$I_{NA} = \xi \cdot \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} \quad (D31)$$

Hvor: $\xi = 1 + \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha \cdot d}\right)^3 - 3 \cdot \frac{b_f}{b} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d}\right)^2 + 3 \cdot \frac{b_f}{b} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d}\right)$ (D32)

Armeringens bidrag:

Strekkarmering:

$$I_s = A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 \quad (D33)$$

Trykkarmering

$$I'_s = A'_s (\alpha \cdot d - d')^2 - \frac{E_s}{E_c} \cdot A'_s \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 \quad (D34)$$

Bøystivhet:

$$E \cdot I = E_c \cdot I_{NA} + E_s \cdot (I_s + I'_s) = E_c \cdot \left(I_{NA} + \frac{E_s}{E_c} (I_s + I'_s) \right) = E_c \cdot I_c \quad (D35)$$

Ekvivalent betongarealtrehetsmoment:

$$I_c = I_{NA} + \frac{E_s}{E_c} \cdot A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 + \frac{E_s}{E_c} \cdot A'_s \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 - A'_s \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 \quad (D36)$$

$$I_c = I_{NA} + \eta \cdot A_s \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot d^2 + (\eta - 1) \cdot A'_s \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 \quad (D37)$$

Innføres armeringsforholdene $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ og $\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$ (NB! Areal relateres til steg)

Ligning (D37) kan da skrives

$$I_c = \xi \cdot \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} + \eta \cdot \rho \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot b \cdot d^3 + (\eta - 1) \cdot b \cdot d \cdot (\alpha \cdot d - d')^2 \quad (D38)$$

Bøystivheter til gitt BubbleDeck-elementer

Som eksempel skal bøystivheten til en "enhetsbredde" av BubbleDeck-elementet vist i figur D5 og D11 beregnes både for urisset og risset tverrsnitt. Med "enhetsbredde" menes her et element som inneholder en kule (boble)

Følgende data legges til grunn:

Materialer: Betong B35 $E_c=27600\text{N/mm}^2$
 Armering B500C $E=200000\text{N/mm}^2$
 AS = 402mm² (2Ø16) AS' = 100mm² (2Ø8)

Geometri:	Elementtykkelse	$h = 340\text{mm}$
	Elementbredde	$B=2a=300\text{mm}$
	Statisk høyde	$d = 270+40=310\text{mm}$
	Kulediameter	$D = 270\text{mm}$
	"Stegbredde"	$b = 30\text{mm}$
	"Flensbredde"	$b_f = 300-30 = 270\text{mm}$
	"Flenstykkelser"	$t = 50\text{mm}$

Urisset tverrsnitt:

Tverrsnittsareal A og arealtreghetsmoment I (armering neglisjert)

$$A = 2 \cdot a \cdot h - \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 2 \cdot 150 \cdot 340 - \pi \cdot \frac{270^2}{4} = 102000 - 51226 = 44773\text{mm}^2$$

$$I_{BDI} = B \cdot \left[\frac{h^3}{12} - 0,124 \cdot a^3 \right] = 300 \cdot \left[\frac{340^3}{12} - 0,124 \cdot 150^3 \right] = 8,570 \cdot 10^8\text{mm}^4$$

Risset tverrsnitt:

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27600} = 7,24, \quad \eta \cdot \rho = \eta \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 7,24 \cdot \frac{402}{30 \cdot 310} = 0,313$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b \cdot d} = \frac{100}{30 \cdot 310} = 0,0108 \quad \eta \cdot \mu' = (\eta - 1) \cdot \rho' = 6,24 \cdot 0,0108 = 0,0674$$

$$f = \frac{t \cdot b_f}{b \cdot d} = \frac{50 \cdot 270}{30 \cdot 310} = 1,451$$

$$A = \eta \cdot (\rho + \mu') + f = 0,313 + 0,0674 + 1,451 = 1,831$$

$$B = \eta \cdot \mu' \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + f \cdot \left(1 - \frac{t}{2 \cdot d}\right) = 0,0674 \cdot 0,92 + 1,451 \cdot 0,92 = 1,394$$

$$\alpha = \sqrt{A^2 + 2 \cdot A - 2B} - A = \sqrt{1,831^2 + 2 \cdot 1,831 - 2 \cdot 1,394} - 1,831 = 0,2249$$

Med $\alpha \cdot d = 0,2249 \cdot 310 = 69,7\text{mm}$

$$\xi = 1 + \frac{b_f}{b} \left(\frac{t}{\alpha \cdot d}\right)^3 - 3 \cdot \frac{b_f}{b} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d}\right)^2 + 3 \cdot \frac{b_f}{b} \cdot \left(\frac{t}{\alpha \cdot d}\right)$$

$$\xi = 1 + \frac{270}{30} \left(\frac{50}{69,7}\right)^3 - 3 \cdot \frac{270}{30} \cdot \left(\frac{50}{69,7}\right)^2 + 3 \cdot \frac{270}{30} \cdot \left(\frac{50}{69,7}\right) = 9,796$$

$$I_c = \xi \cdot \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} + \eta \cdot \rho \cdot (1 - \alpha)^2 \cdot b \cdot d^3 + (\eta - 1) \cdot b \cdot d \cdot (\alpha \cdot d - d')^2$$

$$I_c = 9,796 \cdot \frac{30 \cdot (69,7)^3}{3} + 7,24 \cdot 0,0432 \cdot (1 - 0,2249)^2 \cdot 30 \cdot 310^3 + 6,24 \cdot 30 \cdot 310 \cdot (69,7 - 25)^2$$

$$I_c = 33,149 \cdot 10^6 + 167,936 \cdot 10^6 + 115,863 \cdot 10^6 = 3,17 \cdot 10^8\text{mm}^4$$

Kommentar

For det aktuelle beregningseksempel reduseres stivheten til BubbleDeck-element i oppsprukket tilstand med forholdet $3,17/8,57=0,34$.

Beregningseksempel: Nedbøyning av forsøksbjelke

Som eksempel beregnes nedbøyning av forsøksbjelke avbildet i figur D6. Bjelken har en bredde på 1,00m, en spennvidde $L= 4,20m$ og to laster som angriper i spennets fjerdedelspunkter. Totallast $P=P/2+P/2$. Maks nedbøyning blir da (beregnet fra håndbok) for totallast 300kN: For 1 m platebredde beregnes $I=3.17/0,3=10,56$.

$$\delta_{maks} = \frac{P}{2} \cdot \frac{11}{384} \cdot \frac{l^3}{E \cdot I} = \frac{300 \cdot 10^3}{2} \cdot \frac{11}{384} \cdot \frac{4200^3}{27600 \cdot 10,56 \cdot 10^8} = 10,92mm$$

D5 HEFT OG FORANKRING AV ARMERING

Anbefaling

Armeringens forankringslengde og heftkapasitet skal sikre mot heftbrudd ved dimensjonering etter NS-EN 1992 pkt. 8.4.3. Enkle armeringsstenger skal ha en kraftinnføringslengde

$$l_b = 0,25 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_s}{f_{bd}} + t \quad (D39)$$

hvor \varnothing diameter armeringsstang
 σ beregnet armeringsspenning i bruddgrensetilstanden i det aktuelle snitt
 f_{bd} Dimensjonerende heftfasthet (pkt. 8.4.2)

Tilsvarende uttrykk for buntet armering kan tas fra standarden.

Dersom armeringsoverdekningen $>\varnothing$ og armeringens senteravstand $>8\varnothing$, kan en benytte det forenklete uttrykk for forankringslengde:

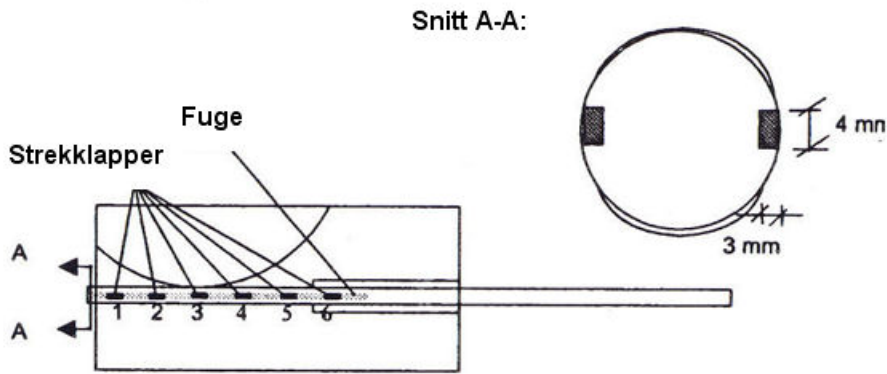
$$l_b = 50\varnothing \quad (D40)$$

For BubbleDeck vil heftkapasiteten reduseres hvis armering nær eller berører kulene(boblene), konstruktivt skal derfor armering som skjøtes eller forankres, ikke berøre eller legges inn til kuler. Som konstruktiv minsteavstand skal avstand armering kule være minst armeringens \varnothing .

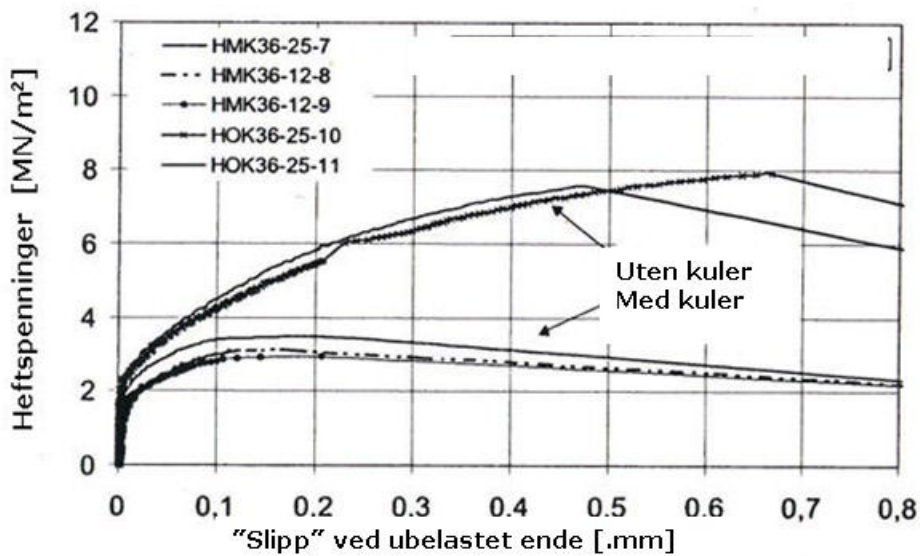
Dokumentasjon

Heft og forankring av armering ivaretas ved standardens krav. Det spesielle ved BubbleDeck konstruksjoner er kulenes innvirkning på heftkapasitet. Dersom armeringen i skjøter eller i forankringssonen legges helt inn til kulene, kan forankringen reduseres. Som dokumentasjon på dette vises til forsøksresultater gjengitt i [12]. Her gjengis kun utvalgte forsøk kun som illustrasjon.

I figur D13 vises et standard forsøksopplegg for heftkapasitet, Ved måling av "slipp av armering, dvs. forskyvning av armering på motsatt side av kraftinnføring, og tøyningsgivere (streklapper) langs innsiden av armeringsstålet kan "slipp" og fordeling av heftspenninger bestemmes.



Figur D13 Heftforsøk. Uttrekkforsøk av armeringsstål i forsøksobjekt med og uten kule (boble)



Figur D14 Slipp" og heftspenninger fra uttrekkforsøk fra prøvestykke med og uten kuler.

Resultatene er presentert i figur D14 der heftforsøk med prøvestykker med og uten kuler, her med kulediameter $\varnothing 36$ cm. Tilsvarende resultater for BD med mindre kulediameter foreligger. Det fremgår at heftspenningene reduseres betraktelig i prøvestykker med kuler.

D6 BEREGNINGSMODELLER OG DIMENSJONERING AV ELEMENTSKJØTER

Anbefalinger

Skjøting av BubbleDeck elementer krever oppmerksomhet. Det gjelder så vel elementskjøtenes plassering i forhold til platenes bærevirkning og det statiske system, som de rent dimensjonerende og kapasitetsmessige forhold.

I fugene legges det fugearmering som skal sikre tverrsnittets momentkapasitet i bruddgrensetilstanden. På grunn av redusert statisk høyde og endring av nøytralaksens beliggenhet i forhold til normaltverrsnitt, skal tverrsnittet kontrolleres mot trykkbrudd.

For å unngå segmentering, dvs. unngå at det oppstår splittelse i støpefuge mellom bunnplate og plass-støpt plate, skal det i enden av elementene legges bøyer som forbinder bunnplate med plass-støpt plate. Bøylene vil også kompensere for tverrstrekket som oppstår pga. egenspenninger. Bøylearmeringen kan dimensjoneres etter følgende uttrykk:

Bøylearmeringsmengde beregnes som:

$$A_{sb} = 2 \cdot \frac{3 \cdot E_c \cdot I_{bpl}}{f_{sd} \cdot c^3} \cdot \delta \quad (\text{mm/m}^2) \quad (\text{D41})$$

hvor

δ = forventet separasjonsavstand ved brudd i plate uten bøyle (mm). Den kan tilnærmet beregnes ut fra nedbøyning f som tilsvarer 1/100 av spennvidden l etter følgende uttrykk:

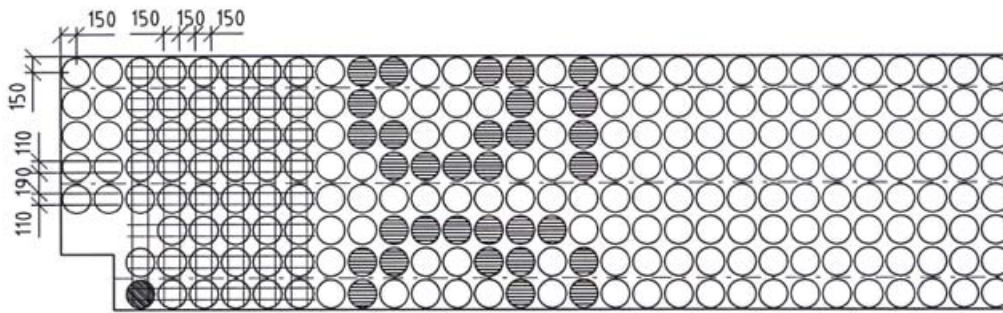
$$\delta = 8 \cdot f \cdot \frac{c^2}{l^2} \quad (\text{D42})$$

- l = Spennvidde BD element
- f = $l/100$
- c = Splittlengde (mm). (kan antas like element tykkelse)
- E = E-modul nedre plate (N/mm^2)
- f_{sd} = Dimensjonerende fasthet armering. (N/mm^2)
- h_{bpl} = Bunnplatens tykkelse (mm)
- I_{bpl} = Arealtreghetsmoment nedre plate. (mm^4)

Dokumentasjon Elementmønster

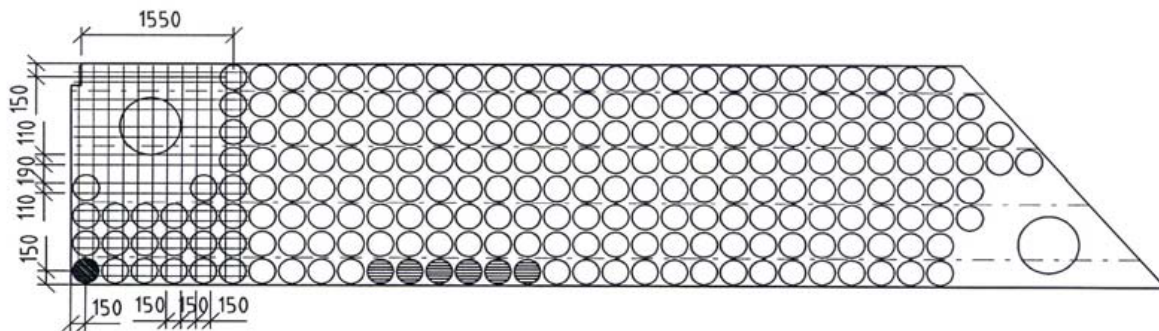
Av produksjonsmessige og transportmessige grunner lages de prefabrikkerte elementer (basisplate med kuler og armering) med begrensede dimensjoner mht. bredde og lengde. Elementbredden begrenses til ca. 2,4 m, mens elementlengden ofte kan produseres og transporteres i full lengde. Ved tilpassing av elementmønster, følger derfor normalt elementfugene dekkets hovedspenn retning og går på tvers av spennenes minste spennretning. Dersom dekkets platevirkning skal inntre som for eksempel ved tilnærmet kvadratiske plater, må fugene kunne oppvise en betydelig momentkapasitet.

I figur D15 er eksempler på to BubbleDeck elementer vist. Elementene har en bredde på 2,40m, mens lengdene er på 9,0 hhv 9,0/11,14m. Fuge skal anordnes langs aksen A-A. For øvrig "skreddersys" elementene byggets geometri og søyleplassering. Av figuren fremgår også lokalisering av søyler. Å merke seg er at kulene er fjernet rundt søylene og at i søyleområdet er dekket som en massiv plate.



A

A

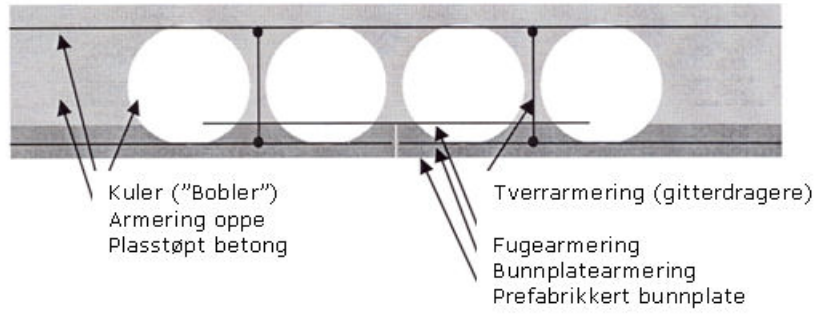


Figur D15 BubbleDeck-elementer

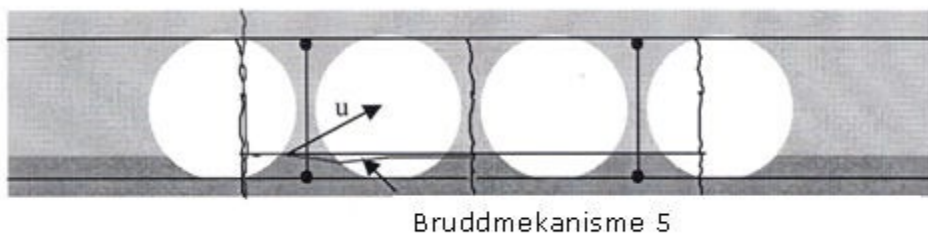
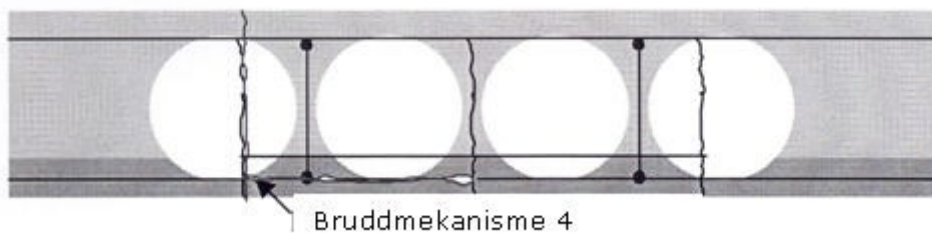
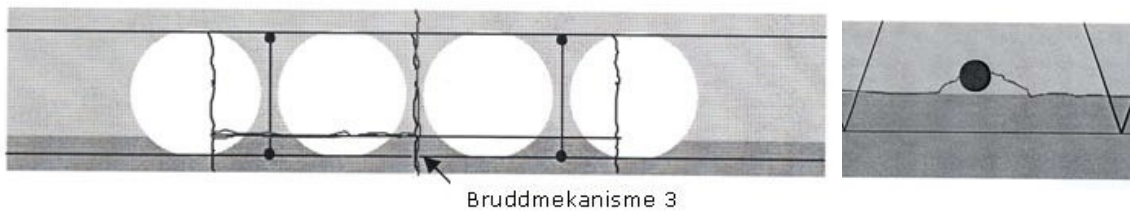
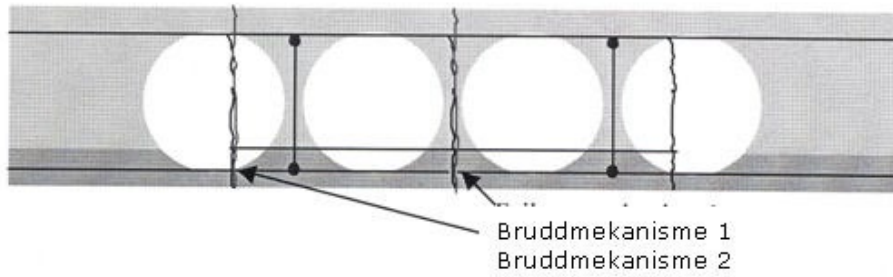
Dokumentasjon Bruddmekanismer

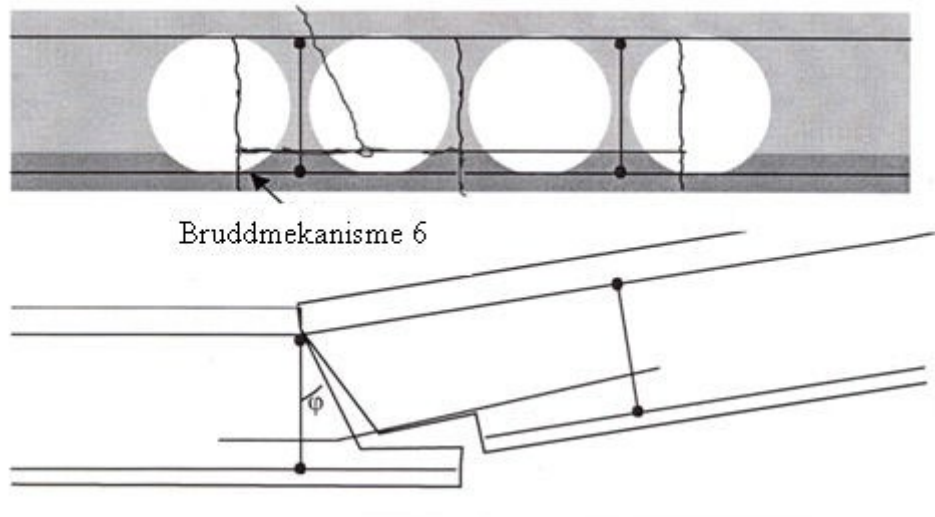
I [22] er mulige bruddmekanismer klassifisert. De er vist i figur D17. og beskrives her kort.

Ved bruddmekanismene 1 og 2 har vi flytning i fugearmering og bunnplatens armering. Bruddet skjer i selve fugen (mekanisme 1) eller ved fugearmeringens slutt i et snitt som går igjennom en kule. Såfremt armeringens heft er sikret og flytning i armeringen oppstår, vil dette være et "seigt" (duktilt) brudd og av "ønsket" karakter. Dimensjonering gjøres etter vanlige dimensjoneringskriterier, men "sprang" i den statiske høyden og eventuell endring av nøytralaksens beliggenhet gjør at kontroll mot trykkbrudd må utføres.

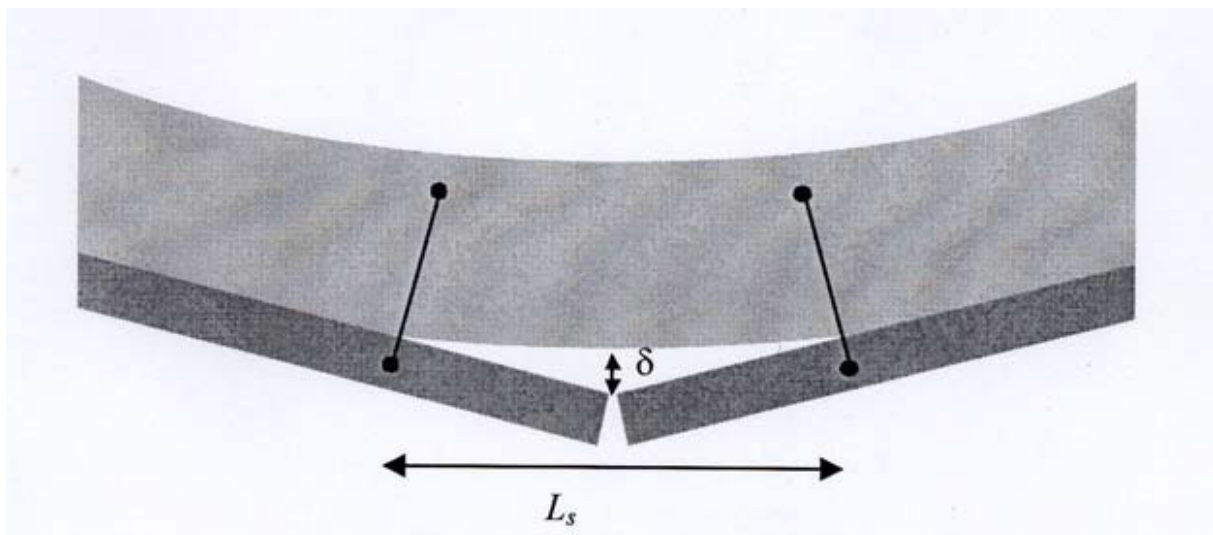


Figur D16 Prinsippskisse av fuge i BubbleDeck





Figur D17. Ulike bruddmekanismer [23]



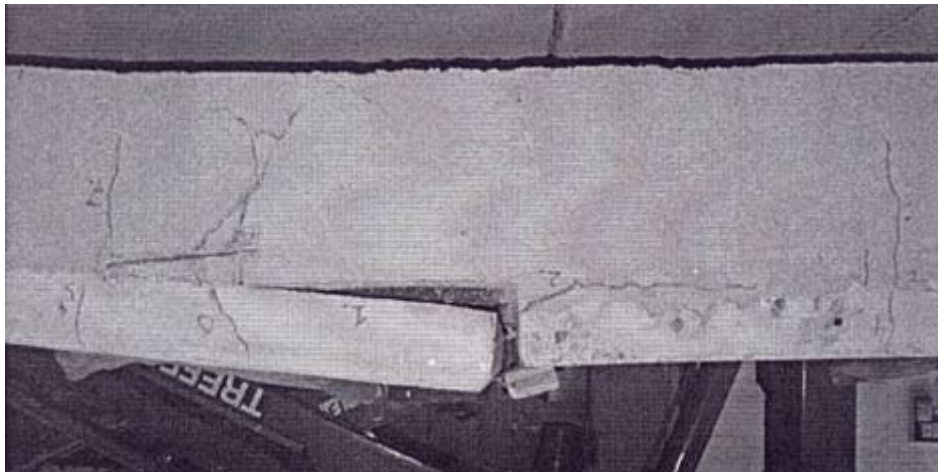
Figur D18. Brudd ved separasjon av bunnplate og øvre plate ved bøyning.

Bruddmekanisme 3 handler om ulike former for heftbrudd hvor fugearmeringen trekkes ut av betongen, mens mekanisme 4 handler om heftbrudd i bunnplatearmeringen. Bruddmekanisme 5 er et skjærbrudd (laminering) mellom bunnelementet og den plaststøpte øvre plate.

Bruddmekanisme 6 inntreer som mekanisme 3 ved at fugearmeringen mister sin forankring, men i tillegg, og som konsekvens av heftsvikt, oppstår en rotasjon om et punkt utenfor fugesnitt (over kule) som fører til det viste brudd.

Konsekvensen og kombinasjonen av mulige ulike bruddmekanismer fører til et bruddmønster som er vist i figur D19, en separasjon av basisplate og øvre plate. Dette bruddmønster er også rapportert i [23] og [44].

Forsøksresultater

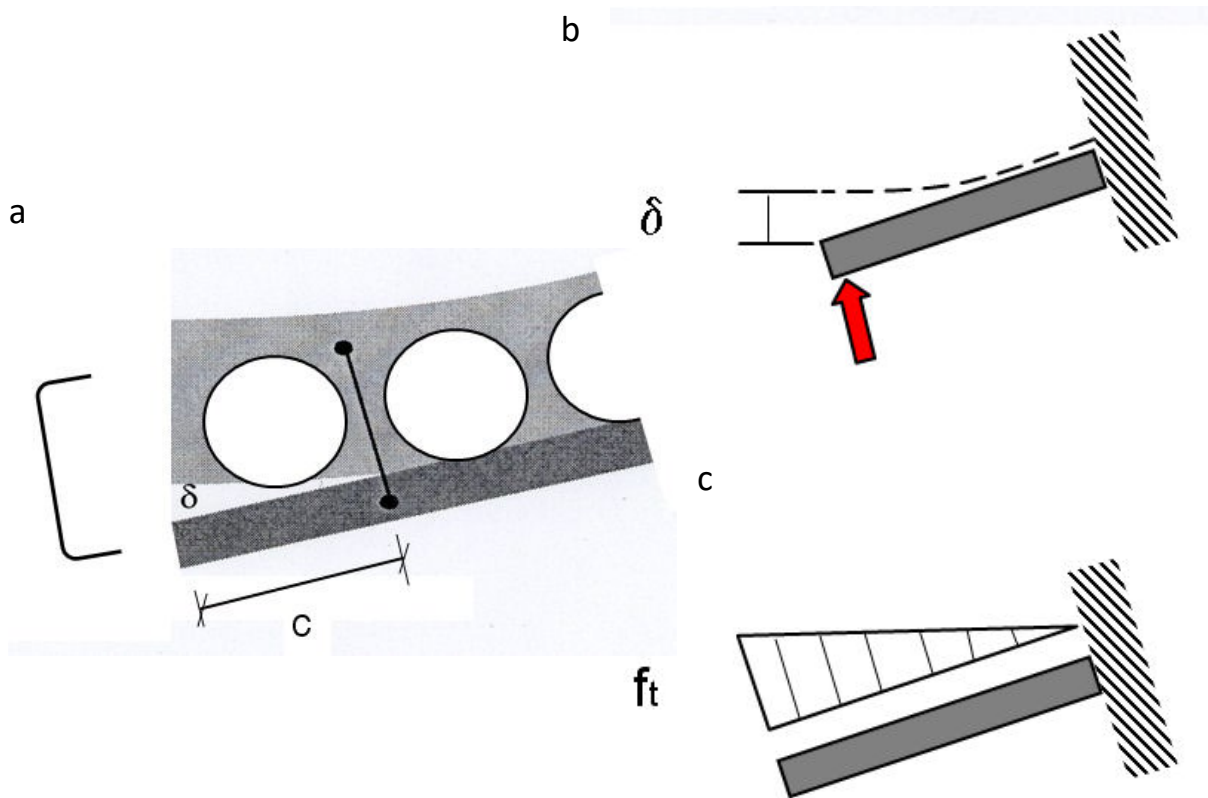


Figur D19. Bruddmønster. Eksempel fra forsøk [23]

Forsøk vedrørende momentkapasitet til elementfuger er gjennomført og rapportert i [23] og [44]. I figur D19 og [23] er et par fotografier av brudd i elementfuge vist som illustrasjon på bruddfigur. Bruddet er en kombinasjon av bruddmekanismene 3 og 6 hvor det skjer en separasjon av bunnplaten og den plasstøpte del, med redusert heft og "slipp" i fugearmering med rotasjon og brudd til følge.

Dimensjoneringsmodell

Det tas utgangspunkt i separasjonsmodellen vist i figur D18 Denne bruddform er ikke ønsket. Separasjon kan reduseres eller forhindres ved at bunnplaten forankres i den overliggende plate ved armeringsbøyler i enden av bunnplaten, se figur D20.



Figur D20 Modell for beregning av separasjonskrefter og dimensjonering av forankringsbøyle

I figur D20 vises den situasjon ved bøyning at det oppstår det separasjon mellom den underliggende bunnplate og den overliggende plasstøpte plate. Som statisk system for den underliggende plate velges en utkrager med "spennvidde" lik separasjonslengde, dvs. avstanden fra siste bøyle og til fuge. Ved bøyning krummes platene og det oppstår strekkspenninger mellom bunnplaten (som "ønsker" å være rett) og den plass-støpte krumme plate. Når betongens randstrekkspenningene overskrides, "løsner" den underliggende platen som "retter" seg ut, og vi får åpningen δ mellom bunnplate og plasstøpte plate. (figur D20a). Dersom denne separasjon ikke skal finne sted, må bunnplaten nær fuge forankres i den plasstøpte plate med endebøyle. Endebøyle må dimensjoneres ut fra den kraft som skal til for å skyve "utkrageren" på plass. Se figur D20b

Bøylekraften P_b kan bestemmes ut fra uttrykket for forskyvning δ av utkrager med lengde c .

$$\delta = \frac{1}{3} \cdot \frac{P_b \cdot c^3}{E_c \cdot I_{bpl}} \quad \Rightarrow \quad P_b = 3 \cdot \frac{E_c \cdot I_{bpl}}{c^3} \cdot \delta \quad (D44)$$

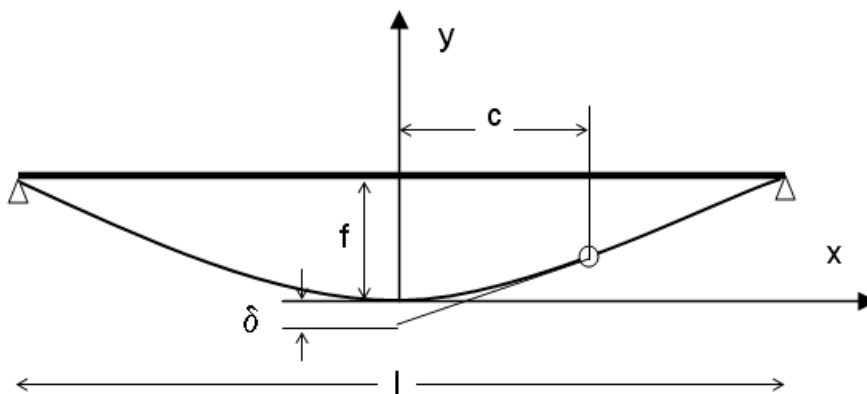
Hvor δ = forventet separasjonsavstand i fuge uten bøyle (kan beregnes)
 E_c = E-modul nedre plate
 I_{bpl} = Arealtreghetsmomnet bunnplate.
 c = Splittlengde (kan antas lik kulediameter D)

For dimensjonering kan endebøylens areal pr m bredde derfor beregnes til

$$A_{sd} = 2 \cdot \frac{P_b}{f_{sd}} = 2 \cdot \frac{3 \cdot E_c \cdot I_{bpl}}{f_{sd} \cdot c^3} \cdot \delta \quad (D45)$$

Hvor δ = Forventet separasjonsavstand ved bruddlast (beregnet lineær i risset tilstand)
 h_{bpl} = Tykkelse bunnplate
 f_{sd} = Dimensjonerende fasthet bøyle

Forventet separasjonsavstand kan beregnes ut av geometriske betingelser fra bjelkens nedbøyning og med betegnelser som vist figur D21.



Figur D21 Separasjonsavstand ut fra geometriske betingelser

Antar BD-bjelkens nedbøyningskurve som en parabel med nedbøyning f . Med koordinatnullpunkt i nedbøyd midtpunkt, er kurvens likning og kurvens helning:

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x^2 \quad y' = \frac{8f}{l^2} \cdot x \quad (D46)$$

Med separasjonslengde c i avstand c fra midtpunkt, beregnes separasjonsåpningen i bjelkens midtpunkt

$$\delta = y'(x = c) \cdot c = \frac{8f}{l^2} \cdot x \cdot c = 8 \cdot f \cdot \frac{c^2}{l^2} \quad (D47)$$

Hvor l = BD-bjelkens spennvidde
 f = bjelkens nedbøyning under last
 c = første splittlengde (kan settes tilnærmet lik BD dekketykkelse)

Med å sette en begrensing av BD-bjelkens nedbøyning til $L/200$ – $L/100$ kan en separasjonsavstand d beregnes. For dimensjonering velges en nedbøyningsbegrensning på $L/100$. ($L/200$ i bruksgrensetilstand).

Beregningseksempel BD 280:

Som beregningseksempel beregnes nødvendig bøylearming i en elementskjøt i en BD 280. Med følgende mål:

BD 280 element L=4700mm; h=280mm, bredde 1,25m. kulediameter 230mm; hbpl=70mm
Dekkearming 10ø16. Skjøtt: 8ø20

⇒

c=280mm, $I_{bp}=28,5 \times 10^6 \text{mm}^4$

$E=27000 \text{ N/mm}^2$, $f_{sd}=500/1,25=400 \text{ N/mm}^2$. $f_{tk}=2,0 \text{ N/mm}^2$.

Elementets bøystivhet i risset tilstand (b=1,25m): $EJ=5 \times 1,9 \times 10^{12}=9,5 \times 10^{12}$.

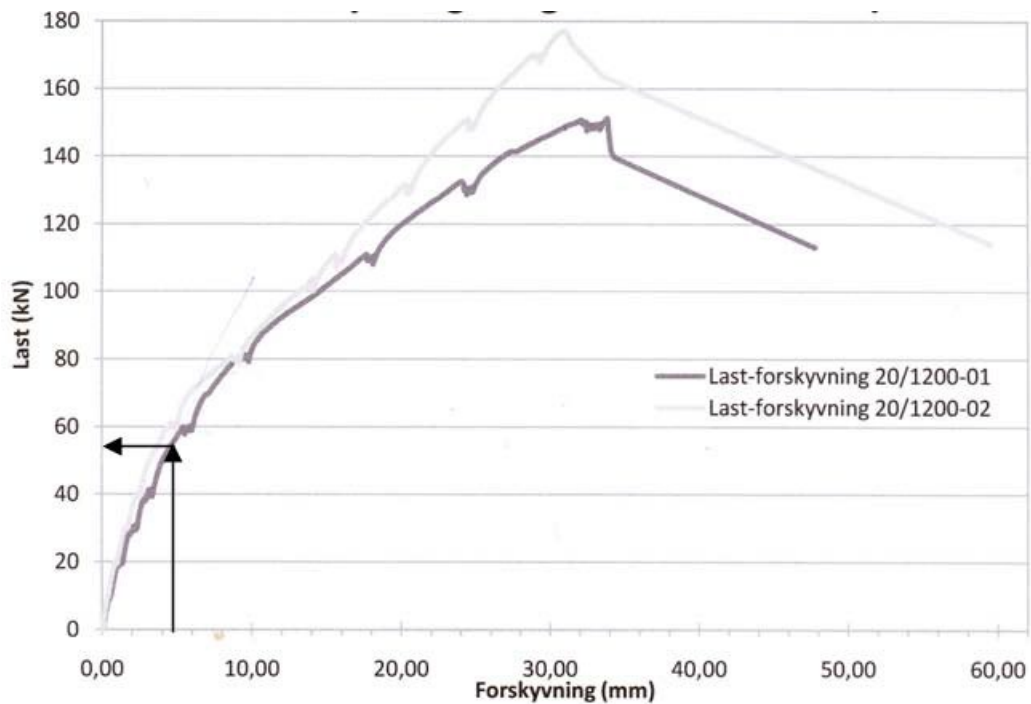
$$\text{Antar } f=L/100=47\text{mm} \quad \Rightarrow \quad \delta = 8 \cdot f \cdot \frac{c^2}{l^2} = 8 \cdot 47 \cdot \frac{280^2}{4700^2} = 1,33\text{mm}$$

$$A_{sd} = 2 \cdot \frac{P_b}{f_{sd}} = 2 \cdot \frac{3 \cdot E_c \cdot I_{bpl}}{f_{sd} \cdot C^3} \cdot \delta = 2 \cdot \frac{3 \cdot 27000 \cdot 28,5 \cdot 10^6}{400 \cdot 280^3} \cdot 1,33 = 526\text{mm}^2$$

$$\Rightarrow \quad \text{Velger bøylar } 5\phi 12 \quad (565\text{mm}^2)$$

Kontroll:

Forsøksbjelke referert i [45]



Figur D22 Last ved nedbøyning $L/100=47\text{mm}$ ut fra last-forskyvningskurve fra forsøk. Ved $P \approx 55\text{kN}$ $\delta = 1,33\text{mm}$

Beregner en splittåpningen δ ved det pkt. betongens strekkgrensen overskrides ut fra beregningsmodellen i figur 20 får en

$$\delta = \frac{11}{120} \cdot \frac{p \cdot c^4}{E_c \cdot I} \Rightarrow \delta = \frac{11}{120} \cdot \frac{f_t \cdot c^4}{E \cdot I} = \frac{11}{120} \cdot \frac{2,0 \cdot 1000 \cdot 280^4}{27000 \cdot 28,5 \cdot 10^6} = 146 \text{ mm}$$

Ved forsøket avbildet i figur D22, benyttet en følgende lasttrinn: 1) 10kN; 2) 20kN, 3) 30kN, 4) 40kN, 5) 50kN; 6) 80 kN, 7) 110kN, 8) 130kN; 9) 150kN; 10) 180kN.

Observert opprissing mellom bunnplate og påstøp og som fører til splitting, startet ved lasttrinn 3 - 4 dvs. ved last 30-40 kN og en deformasjon $\delta \approx 0,85\text{mm}$. Dette tilsier lavere strekkfasthet eller redusert strekkfasthet pga. egenspenninger (se neste avsnitt).

Forsøkene bekrefter beregningsmodellen.

Kommentar

Uttrykket for å bestemme nødvendig ende-bøylearming ved fuger (D44) er basert på en enkel beregningsmodell og antagelse om separasjonslengde og forskyvning av bunnplate ved brudd etter mekanisme 3 og 6. Antagelsene baserer seg på evaluerte observasjoner fra forsøk. Beregningsmessig kontroll på forenklet modell viser at antagelsene ligger i riktig størrelsesorden.

Dimensjonering ved prøving

Betongkonstruksjoner kan etter NS-EN 1990, pkt. 5.2, dimensjoneres ved prøving eller med en kombinasjon av prøving og beregning. Effekten av konstruktive tiltak for å ivareta BD-fugers momentkapasitet kan optimaliseres ved "Dimensjonering ved prøving".

Viktig er å dokumentere:

- Bruddmekanisme
- Effekt av ulike typer endebøylar (inkl. "studs")
- Endeforankringens virkning på skjøtearmingens heftkapasitet.

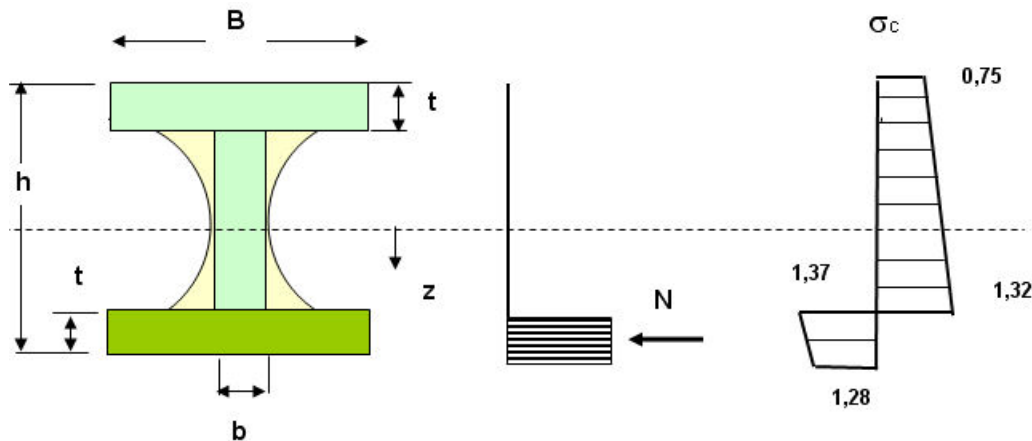
Resultatene vil kunne benyttes for å dokumentere parametere i de forenklete beregningsmodeller.



Figur D23 Dimensjonering ved prøving. Illustrasjon av bruddmekanisme 6 [44]
Prøvestykke uten endeforankring (bøyle).

Egenspenninger

Muligheten for at egenspenninger i overgang mellom bunnplate og plasstøpt plate pga. svinn (temperatur) kan influere fugearmeringens heftkapasitet undersøkes her beregningsmessig. I figur D22 er en "enehetsbredde" dvs. en "boblebredde" skåret ut av en plate og tverrsnittet betraktes forenklet som et symmetrisk I-tverrsnitt. Bunnplaten er ferdigprodusert og avhengig av lagringsbetingelser, kan en del av bunnplaten totale svinn ha inntrådt. Når den øvre del av platen støpes, vil den bli utsatt for svinn. Differansesvinn mellom de to platedeler vil kunne forårsake indre spenninger (egenspenninger) i tverrsnittet. Svinnet vil være størst i den plasstøpte platedel. Bunnplaten vil "holde igjen", dvs. bunnplaten utsettes for en indre trykk normalkraft. For å forenkle beregningen benyttes det rene betongtverrsnitt uten armering.



Figur D24 Egenspenninger pga. differansesvinn.

Av figuren kan følgende tverrsnittsverdier, snittkrefter og spenninger beregnes.

Tverrsnittsareal $A_c = 2 \cdot B \cdot t + b \cdot (h - 2t)$

Arealtreghetsmomnet $I_c = \frac{1}{12} \cdot b \cdot (h - 2t)^3 + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot B \cdot t^3 + B \cdot t \cdot \left(h - \frac{t}{2} \right)^2 \right)$

Normalkraft pga. svinn $N = \varepsilon_s \cdot E_c \cdot B \cdot t$

Moment pga. svinn $M = N \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right) = \varepsilon_s \cdot E_c \cdot B \cdot t \cdot \frac{1}{2} \cdot (h - t)$

Spenninger bunnplate $\sigma = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{I_c} \cdot z - \varepsilon_s \cdot E_c \cdot B \cdot t$

Spenninger over bunnplate $\sigma = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{I_c} \cdot z$

Med tallverdier for BubbleDeck 340:

$h=340\text{mm}; t=50\text{mm}; B=300\text{mm}; b=30\text{mm}; E=27000 \text{ N/mm}^2$

Får vi: $A_c = 37200\text{mm}^2$ $I_c = 3,017 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

Antar et differansesvinn $\varepsilon_s = 10^{-4}$ som tilsvarer differanse svinnutvikling (ca 10 dager)

$$N = \varepsilon_s \cdot E_c \cdot B \cdot t = 10^{-4} \cdot 27000 \cdot 300 \cdot 50 = 40500 \text{ N}$$

$$M = \varepsilon_s \cdot E_c \cdot B \cdot t \cdot \frac{1}{2} \cdot (h - t) = 40500 \cdot \frac{1}{2} \cdot (340 - 50) = 5872500 \text{ Nmm}$$

Spenninger: bunnplate

UK $z=170\text{mm}$

OK $z=120\text{mm}$

Spenninger over bunnplate

$z=120\text{mm}$

$z=-170\text{mm}$

Spenningsfordelingen er vist i figur D27

Kommentar

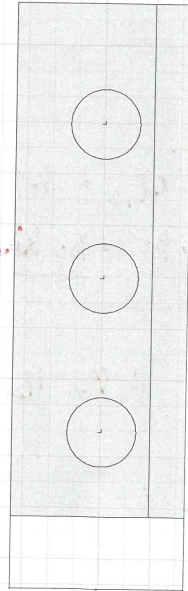
Egenspenninger i størrelsesorden av halve betongtrekkfasthet kan bidra til separasjon av bunnplate fra plasstøpt plate. Videre kan det føre til redusert heftkapasitet av fugearmering. Vi benytter oss derfor av to ganger det beregningsmessige behovet for bøyler armering for å kompensere for den reduserte heftkapasitet.

$$\frac{I_{BD}}{I_{massiv}} = 0,984$$

$$\approx t = 334 \text{ mm}$$

ved def. beregning

BD-340,



Sectional data

A	= 340000 mm ²
P	= 2680 mm
(Yg	= 0.0000 mm)
(Zg	= 0.0000 mm)
Ys	= 0.0000 mm
Zs	= 0.0000 mm
Iy	= 3275333333 mm ⁴
Iz	= 2833333333 mm ⁴
It	= 1029488053 mm ⁴
Wt	= 30775397 mm ³
Iw	= 1.705e+14 mm ⁶
Iyz	= 0.0000 mm ⁴
alpha1	= 1.571 rad
I1	= 2833333333 mm ⁴
Iy1,min	= 5666666 mm ³
I1	= 260 mm
S1	= 43507818 mm ³
S01	= 42507818 mm ³
c1	= 1.500
Rho.1	= 0.8333
alpha2	= 0.0000 rad
I2	= 3275333333 mm ⁴
Iy2,min	= 19266664 mm ³
I2	= 8815 mm
S2	= 14450000 mm ³
S02	= 14450000 mm ³
c2	= 1.500
Rho.2	= 0.8333

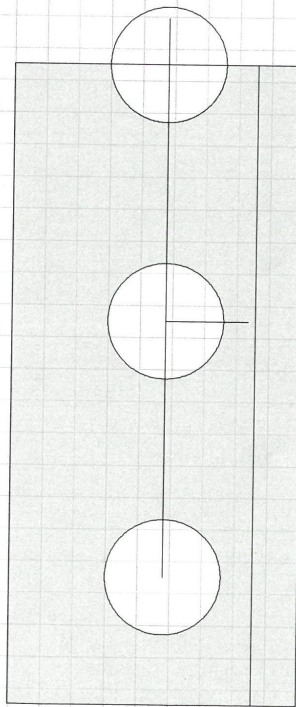
Project	Scale	1 : 9.99
Description	File name	tverrsnitt konstant massiv 340.sec
Designer	Date/Time	10/12/21 14:36:41
Signature	Comments	
FEM-Design 20 - © StruSoft		page : 1

$$\frac{I_{BD}}{t} = 0,98 = t = 441 \text{ mm}$$

t varslið

Vel def. bequ.

BD = 450

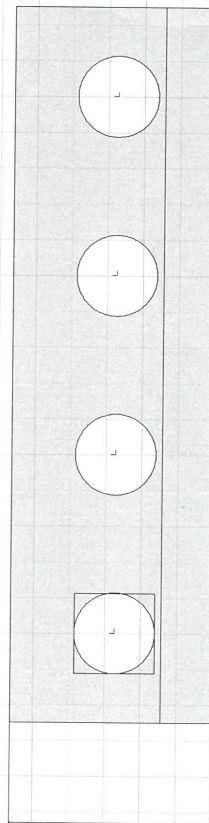


Sectional data	
A	= 386383 mm ²
P	= 4134 mm
(Yg)	= 0.0000 mm
(Zg)	= 0.0000 mm
Ys	= -8.437 mm
Zs	= 3.876 mm
Iy	= 7447170971 mm ⁴
Iz	= 32130042393 mm ⁴
It	= 19102871258 mm ⁴
Wt	= 40459202 mm ³
Iw	= 1.855e+14 mm ⁶
Iyz	= 14177101 mm ⁴
alpha1	= 1.571 rad
I1	= 3213005056 mm ⁴
W1 min	= 63983329 mm ³
e2 min	= 498.1 mm
I1	= 288.4 mm
S1	= 48210195 mm ³
So1	= 48175924 mm ³
c1	= 1.506
Rho 1	= 0.6302
alpha2	= 0.0005744 rad
I2	= 7447162828 mm ⁴
W2 min	= 32686360 mm ³
e1 min	= 222.7 mm
I2	= 138.8 mm
S2	= 24030190 mm ³
So2	= 23997440 mm ³
c2	= 1.468

Project	Scale	1 : 8.59
Description	File name	tverrsnitt Konstant BD-450.sec
Designer	Date/Time	10/12/21 12:42:23
Signature	Comments	
FEM-Design 20 - © StruSoft		page : 1

$$\frac{I_{BD}}{I_{Massiv}} = 0,98 \approx t = 274 \text{ mm}$$

Vel def. beregninger.



Cajem omsett til tverrsnitt ϕ 12,5 mm

Sectional data

A	= 239885 mm ²
P	= 3980 mm
(Yg	= 0.0000 mm)
(Zg	= 0.0000 mm)
Ys	= 0.0000 mm
Zs	= 1.329 mm
Iy	= 1796373509 mm ⁴
Iz	= 20167349164 mm ⁴
It	= 5752970338 mm ⁴
Wt	= 20313148 mm ³
Iw	= 9.654e+13 mm ⁶
Iyz	= -218.7 mm ⁴
alpha1	= 1.571 rad
I1	= 20167349164 mm ⁴
W1.min	= 40334698 mm ³
e2.min	= 500.0 mm
i1	= 289.9 mm
S1	= 29985791 mm ³
So1	= 29985778 mm ³
c1	= 1.487
Rho.1	= 0.6272
alpha2	= 0.0000 rad
I2	= 1796373509 mm ⁴
W2.min	= 12762732 mm ³
e1.min	= 139.2 mm
i2	= 86.54 mm
S2	= 9314394 mm ³
So2	= 9309178 mm ³
c2	= 1.459
Rho.2	= 0.7382

Project	Scale	1 : 8.04
Description	File name	tverrsnitt konstant BD 280.sec
Designer	Date/Time	10/12/21 12:25:54
Signature	Comments	
FEM-Design 20 - © StruSoft		
		page : 1