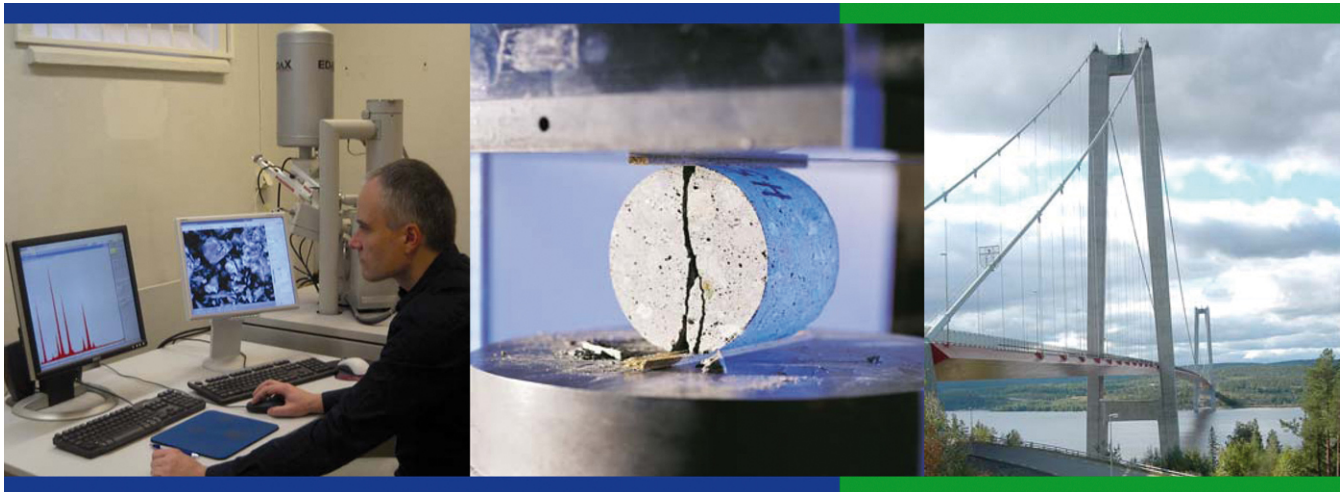


Exempelsamling om industrigolv - Krav, projektering, dimensionering och kontroll



Uppdragsrapport P900629

Exempelsamling om industrigolv - Krav, projektering, dimensionering och kontroll

Projektledare:

Johan Silfwerbrand
Professor
08-790 8033
jsilfwer@kth.se



Johan Silfwerbrands specialistområden omfattar betongvägar, industrigolv, fiberbetong och betongreparationer. Han är i grunden väg- och vattenbyggare och idag professor och prefekt för institutionen för Bygghvetenskap, KTH. Mellan 2002 och 2013 var han institutschef vid CBI Betonginstitutet. Johan Silfwerbrand var ordförande i Svenska Betongföreningens kommitté för industrigolv.

2014-12-01

Uppdragsgivare:
SBUF

Uppdragsnummer:
P900629

Nyckelord:
dimensionering, exempelsamling, industrigolv, krav, kontroll, platta på mark, projektering, pågjutning, pålunderstödd platta

Antal blad inkl bilagor:

105

Antal bilagor:

0

CBI Betonginstitutet AB

ingår i SP-koncernen 

Stockholm
CBI
100 44 Stockholm
Besök Drottning Kristinas väg 26
114 28 Stockholm
Tel 010-516 68 00
Fax 08-24 31 37

Borås
c/o SP
Box 857
501 15 Borås
Besök Brinellgatan 4
504 62 Borås
Tel 010-516 68 00
Fax 033-13 45 16

Lund
c/o SP
Ideon
223 70 Lund
Besök Scheelevägen 27
223 63 Lund
Tel 010-516 68 00

Plusgiro
454538-0
Bankgiro
243-9412

Bank
Svenska Handelsbanken

Org.nummer
556352-5699
VAT No.
SE556352569901

Säte: Stockholm

Innehållsförteckning

Sammanfattning	5
1 Bakgrund	7
2 Syfte, avgränsningar och läsanvisningar	9
2.1 Syfte	9
2.2 Avgränsningar	9
2.3 Läsanvisningar	9
3 Exempel 1 – platta på mark med lättare laster	10
3.1 Orientering	10
3.2 Krav på golvet	10
3.3 Materialval	12
3.4 Dimensionering av betonggolvet	13
3.5 Anvisningar för utförande	28
3.6 Kontroll	28
4 Exempel 2 – platta på mark med tunga laster	30
4.1 Orientering	30
4.2 Krav på golvet	30
4.3 Materialval	32
4.4 Dimensionering av betonggolvet	33
4.5 Anvisningar för utförande	49
4.6 Kontroll	49
5 Exempel 3 – pålunderstödd platta	51
5.1 Orientering	51
5.2 Krav på golvet	52
5.3 Materialval	53
5.4 Dimensionering av betonggolvet	54
5.5 Anvisningar för utförande	75
5.6 Kontroll	75
6 Exempel 4 – pågjutning till en industrilokal	77
6.1 Orientering	77
6.2 Fördjupad information	77
6.3 Krav	78
6.4 Materialval	79
6.5 Dimensionering av pågjutningen	80
6.6 Kontrollberäkning av det pågjutna golvet	83
6.7 Anvisningar för utförande	87
6.8 Kontroll	88
7 Exempel 5 – pågjutning på TT-kassetter	89
7.1 Orientering	89
7.2 Fördjupad information	89
7.3 Krav	89
7.4 Materialval	91
7.5 Avgränsningar	92
7.6 Dimensionering av pågjutningen	92
7.7 Dimensionering av längsgående fog i pågjutningen	95
7.8 Kontrollberäkning av det pågjutna golvet	97
7.9 Anvisningar för utförande	97
7.10 Kontroll	98
8 Exempelsamlingen och standarden om dimensionering av fiberbetong	100
8.1 Generella kommentarer	100
8.2 Kommentarer till exemplen	101
9 Referenser	103

Exempelsamling om industrigolv - Krav, projektering, dimensionering och kontroll

Förord

Industrigolvet anses vanligen som en enkel konstruktion oavsett om den utförs som platta på mark eller som en pålunderstödd platta och får därför sällan tillräcklig omsorg vid projektering, dimensionering, utförande, drift och underhåll. För att råda bot mot detta tillsatte Svenska Betongföreningen en kommitté som år 2008 tog fram en rapport med rekommendationer för industrigolv. Rapporten ger en god vägledning men för att omsätta teori i praktik behövs ytterligare verktyg. Ganska tidigt upptäcktes ett behov av en pedagogiskt upplagd exempelsamling. Denna rapport avser att svara mot detta behov. Rapporten innehåller fem exempel som behandlar industrigolv av typerna platta på mark, pålunderstödda platta och pågjutning.

SBUF har varit huvudfinansiär. Övriga finansiärer (i bokstavsordning): Bekaert Svenska, Betongindustri, CBI Betonginstitutet, Färdig Betong, Linotolgov, NCC, Skanska och Tyréns. Stöd och råd till projektet har givits av en referensgrupp bestående av Jonas Carlswärd, Betongindustri; Conny Gustafsson, Linotolgov; Jerry Hedebratt, Byggnadstekniska byrån (tidigare vid Tyréns); Hans Hedlund, Skanska; Ingemar Löfgren, Färdig Betong; Bo Malmberg, WSP; Peter Mjörnell, Bekaert Svenska; Bengt Ström, egen konsult (tidigare NCC), samt Kuösti Tuutti, Skanska. Under en period fungerade Johan Klasson, då CBI Betonginstitutet, som sekreterare.

Till alla ovan nämnda personer och finansiärer vill jag rikta ett varmt tack.

Stockholm i november 2014

Johan Silfwerbrand

Sammanfattning

Industrigolvet är i förstone en enkel konstruktion: en tunn rektangulär betongplatta som kan innehålla armering och/eller fibrer. Det är kanske den förmenta enkelheten som gör att industrigolven ofta blir styvmoderligt behandlade. Detta leder till att skador är ganska vanliga och den vanligaste skadan är sprickor. Orsaken till sprickorna är vanligen otillräcklig armering eller otillräckligt fiberinnehåll. Det behöver dock inte vara konstruktören som räknat fel. Det kan lika gärna vara betongtillverkaren som levererar betong med överkvalitet (som kräver extra armering) eller entreprenören som gjuter en för tjock betong (kräver mer armering) eller gjuter fast betonggolvet mot fundament och väggar trots att konstruktören tänkt sig isolationsfogar för att förhindra tvång. Det är nämligen vanligare att sprickor uppkommer p.g.a. förhindrad krympning än genom överbelastning.

För att lösa problemen med industrigolv tog Svenska Betongföreningen fram en rapport med rekommendationer för plattor på mark, pålunderstödda plattor och pågjutningar. Rapporten publicerades 2008 som Betongrapport nr 13. Här behandlas alla steg i processen: projektering, materialval, produktion, drift och underhåll. Trots rapportens tjocklek (296 sidor) finns det inga exempel på hur man praktiskt skall konstruera och producera ett industrigolv. Det var denna brist som ledde till idén att ta fram en exempelsamling för industrigolv. Projektet har finansierats av SBUF.

Exempelsamlingen bygger på Betongrapport nr 13 och exemplen är uppställda så att hänvisningar till sidor, avsnitt och ekvationer i rapporten är tydliga. När Betongrapport nr 13 skrevs var det fortfarande BBK 04 som var det viktigaste dokumentet för dimensionering av betongkonstruktioner i vårt land. Betongrapport nr 13 har därför en del hänvisningar till BBK 04, men rapportförfattarna sneglade även på Eurokod 2, främst för minimiarmering i industrigolv med stränga krav på sprickbegränsning. De fem exemplen i denna rapport har en starkare koppling till Eurokod 2. I första hand har Eurokod 2 tillämpats för armerade betongplattor (t.ex. för genomstansning) och moment som inte behandlas i Betongrapport nr 13 (t.ex. för bestämning av partialkoefficienter för laster). Under våren 2014 publicerades en ny svensk standard om dimensionering av fiberbetongkonstruktioner. Standarden gäller bärande konstruktionselement, t.ex. balkar och fribärande plattor, och är därför inte direkt tillämpbar på industrigolv. Standarden kommenteras i ett särskilt kapitel.

Denna exempelsamling innehåller fem exempel: två plattor på mark, en pålunderstödd platta och två pågjutningar. Exempler sammanfattas mycket kortfattat i TABELL 0.1 nedan. Exempler innehåller alla lösningar med såväl slakarmerad betong som fiberbetong. För en av pågjutningarna finns även en lösning med oarmerad betong. För att den skall fungera krävs god och säker vidhäftning mellan underliggande betong och pågjutning. För den pålunderstödda plattan finns även en lösning med fiberbetong som kombineras med armering i band över pålarna ("kombinationsarmering"). Den lösningen kan göras lika tunn som den slakarmerade plattan. För fiberbetongplattan krävs en större tjocklek för att klara de böjande momenten som uppkommer över pålskallarna.

Att styra sprickbildningen p.g.a. förhindrad krympning är oftast det som är svårast vid projektering av industrigolv. I Betongrapport definierades fyra sprickbreddsklasser för att underlätta diskussionen mellan beställare, projektör och entreprenör vad gäller acceptabla sprickbredder och medlen för att nå dit. I exemplen har en utgångspunkt alltid varit sprickbreddsklass. Lösningarna har sedan utarbetats så att man först valt armering eller fiberinnehåll för att styra sprickbildningen mot önskad sprickbreddsklass. I nästa steg bestäms erforderlig betongtjocklek för att klara aktuella laster. Detta framgår inte fullt ut av exemplen eftersom uppgiften om antagen betongtjocklek finns relativt tidigt i exemplen. Men bakom

valet av denna tjocklek ligger i verkligheten flera beräkningar med för stora eller för små tjocklekar, beräkningar som slutligen lett till valet av erforderlig betongtjocklek.

TABELL 0.1. Sammanställning över de fem exemplen inklusive valda betongtjocklekar för olika alternativa lösningar.

Ex. nr	Verksamhet	Belastning	Typ av konstruktion	Betongtjocklek (mm)			
				Oarmerad	Slakarmering	Fiberbetong	Kombination
1	Enklare lager	Lätt	Platta på mark		140	170	
2	Höglager	Tung	Platta på mark		230	260	
3	Höglager	Tung	Pålunderstödd platta		250	360	250
4	Lager	Lätt	Pågjutning	50	60	50	
5	Möbelvaruhus	Lätt	Pågjutning		60	50	

1 Bakgrund

När industri och handel expanderar byggs många industri-, lager- och affärslokaler. Byggnaderna är ofta ganska enkla med stora volymer och ytor men lasterna kan vara stora och markförhållandena besvärliga. Industrigolvet utförs vanligen antingen som platta på mark eller som en pålunderstödd platta. Tyvärr får golvet sällan den omsorg det förtjänar. En sammanställning av betongrelaterade skadeutredningar (Johansson, 2003) visar att golv utgör c:a 20 % av skadefallen och att sprickor är vanligaste bristen (35 %) hos golven. Andra olägenheter är kantresning, ojämnheter, dåliga fogar, hårdbetongsläpp och bom mellan ytskikt och underliggande betong, betongdamm, fibrer i ytan och färgskiftningar. Amerikanska undersökningar (Metzger, 2004) visar att problemen förskjutits från nedbrytning av fogar (79 % av de svarande) och slumpmässig sprickbildning (45 %) år 1988 till fogar (92 %) år 2003. Enbart 21 % talade då om sprickor. Amerikanerna har alltså delvis löst sprickproblemen men kanske samtidigt skapat fogproblem. Varje meter fog kostar pengar och den totala foglängden är omvänt proportionell mot fogavståndet. Vi måste finna metoder så att båda problemen löses tillsammans.

Internationellt pågår mycket FoU kring industrigolv. I tyska Ostfildern anordnas vart tredje år ett internationellt kollokvium som samlar flera hundra deltagare och behandlar allt från material, konstruktion, utförande, kontroll, förvaltning, miljöfrågor och återvinning. I vårt land har högskolorna under de senare decennierna börjat intressera sig för industrigolv. Arbeten av Dan Petersson (1998), Jonas Carlswärd (2002, 2006) och Jerry Hedebratt (2004, 2012) kan nämnas.

För att komma tillrätta med problemen behövs rekommendationer och goda exempel som kan användas som inspirationskällor eller förlagor.

För industri- och lagerlokaler har betonggolv använts under mycket lång tid. Förr förekom även andra alternativ såsom asfalt och andra enklare material, men idag utgör betong egentligen det enda alternativet. Det finns dock olika typer av betonglösningar såsom oarmerad betong, slakarmerad betong, spännarmerad betong, stålfiberbetong samt kombinationer av stålfiberbetong och slakarmering. Även fiberbetong med fibrer av andra material (t.ex. glas, kol, polymerer, basalt) förekommer. Redan på slutet av 1900-talet fick stålfiberbetong en allt starkare ställning. Det beror dels på goda internationella erfarenheter, dels på utvecklingen av dimensioneringsanvisningar och rekommendationer under 1980- och 1990-talen. Vi kan här nämna de arbeten som Åke Skarendahl och Bo Westerberg (1989) samt Arne Nordin, Örjan Petersson och Ingemar Westin (Westin m.fl., 1992 & 1994) tagit fram. Än större tyngd har Svenska Betongföreningens Betongrapport nr 4 (1997) som utkom 1995 och reviderats två år senare haft. Betongrapport nr 4 har av internationella fibertillverkare ansetts vara ett pionjärarbete. Rapporten behandlar i första hand material-egenskaper, golv och pågjutningar, några andra konstruktioner (främst i jord) samt provningsmetoder.

Mycket har hänt sedan 1995. Vi har fått nya, internationella betongstandarder, BBK och andra övergripande rekommendationer har förnyats, kraven på industrigolven har blivit tydligare och i viss mån skärpts, nya provningsmetoder har föreslagits, nya fogar, dymlingar och andra fogdetaljer har tagits fram, nya produktionsmetoder för betonggolv har utvecklats, nya aktörer har tillkommit på marknaden, erfarenheterna och forskningsresultaten har ökat inte minst vad gäller kombination av fibrer och slakarmering. Vi vet att kvaliteten på industrigolven beror på en god samverkan mellan och goda insatser av alla aktörer, dvs. beställare, projektör, konstruktör, entreprenörer och underentreprenörer, materialtillverkare och användare. Man drog slutsatsen att det behövdes en skrift som behandlar alla skedena från idé till färdigställanden och användning. Betongrapport nr 4 täcker främst projektering, dimensionering och provning av fiberbetonggolv och fiberbetong. Den nya skriften skulle vara både bredare

och mer heltäckande. I slutet av år 2004 tillsatte Svenska Betongföreningen en kommitté för att fylla detta behov. Rapporten – som samfinansierats av SBUF – blev klar i december 2008 (Svenska Betongföreningens Betongrapport nr 13, 2008). Arbetet har även presenterats muntligt och skriftligt ett flertal gånger både i Sverige och internationellt (Silfwerbrand, 2006a, 2006b, 2007, 2009 & 2010).

Den 1 januari 2011 började eurokoderna tillämpas i vårt land. SS-EN 1992-1-1 (Eurokod 2) behandlar dock varken fiberbetongkonstruktioner eller icke-bärande konstruktioner. Plattor på mark räknas inte som bärande konstruktioner. Klassificeringen av pålunderstödda plattor befinner sig i ett vakuum. Å ena sidan kommer plattan att bära lasten mellan pålarna då marken mellan pålarna sätter sig, å andra sidan kommer någon människa aldrig vistas under plattan och risken att få betongdelar i huvudet är därmed noll. Påggjutningar ses ibland enbart som en kosmetisk reparation men kan i andra fall utgöra en väsentlig del av samverkanskonstruktionens bärförmåga. Det finns därför anledning att behandla plattor på mark, pålunderstödda plattor och påggjutningar i en och samma skrift och det är vad Svenska Betongföreningen gjorde i Betongrapport nr 13. Denna exempelsamling utgör ett komplement till Betongrapport nr 13. Eftersom Eurokod 2 har introducerats under den tid som exempelsamlingen tagits fram har i första hand just Eurokod 2 använts som komplement till Betongrapport nr 13. I något fall hänvisas dock till BBK 04.

Vad gäller fiberbetong publicerade SIS en ny svensk standard SS 812310:2014 under våren 2014. Den behandlar dimensionering av fiberbetongkonstruktioner. Oreflekterad användning av denna standard för fiberbetongplattor på mark skulle emellertid leda till förtjockade plattor. Samtidigt vet vi att de plattor som dimensionerats enligt Betongrapport nr 13 fungerar väl. Det finns därför ingen anledning att skärpa kraven. De problem som uppstått i verkliga industrigolv beror i normalfallet på att man valt tunnare betongplattor med mindre armering än de lösningar som en korrekt användning av Betongrapport nr 13 ger. Förhoppningen är att publiceringen av denna exempelsamling skall leda till att fler industrigolv blir korrekt dimensionerade och väl utförda.

2 Syfte, avgränsningar och läsanvisningar

2.1 Syfte

Syftet med projektet är att utarbeta en exempelsamling som ansluter till Svenska Betongföreningens nya rapport om industrigolv (Betongrapport nr 13, 2008).

2.2 Avgränsningar

Rapporten innehåller fem exempel. Dessa är valda för att täcka ett brett spektrum av i industri- och lagergolv som förekommer i verkligheten, men självfallet kan fem exempel varken täcka alla typer av betonggolv, alla typer av laster eller alla typer av andra förutsättningar. Lösningar i oarmerad betong, konventionellt armerad betong, fiberbetong samt kombination av konventionell armering och fiberbetong förekommer, däremot inga lösningar med syntetiska fibrer. Exemplet behandlar projektering och dimensionering utförligt medan utförande och kontroll behandlas mer summariskt.

Förutsättningarna såsom geometri, markförhållanden, laster och andra krav i exemplen är valda med omsorg för att efterlikna verkligheten så väl som möjligt. Det är dock inga konkreta fall som återgivits. CBI Betonginstitutet avråder projektörer och konstruktörer från att kopiera exemplens lösningar på praktiska fall eftersom förutsättningarna aldrig är identiska. Exemplet är tänkta att ge stöd för projektering och dimensionering men val av betongkvalitet, tjocklek, konventionell armering och fibrer m.m. måste anpassas till det aktuella fallet.

2.3 Läsanvisningar

Exemplen är uppställda i tre spalter. Den första innehåller råd eller sammanfattande text, den andra kommentarer och den tredje hänvisningar till Betongrapport nr 13. I praktiskt projekterings- och dimensioneringsarbete torde texten i den första kolumnen vara tillfyllest.

3 Exempel 1 – platta på mark med lättare laster

3.1 Orientering

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer
<p>Projektet avser en nybyggnad av ett enklare lager i södra Stockholmsområdet. Byggnaden är 48 m lång, 18 m bred och lagerlokalens höjd blir i högsta punkt 5 m. Golvet area är alltså 864 m².</p> <p>Lagret skall användas av en grossist som importerar lättare varor och säljer dem vidare till detaljhandeln. Grossisten saknar erfarenhet från byggområdet och har tidigare inte beställt någon lagerlokal. Han känner till sin begränsning och kontaktar därför en konsult för projektering och samordning av golvet.</p>	<p>Aktuell information är otillräcklig. Experten och beställaren går igenom vilka krav som skall ställas på golvet, se nästa avsnitt.</p>

3.2 Krav på golvet

Nr och rubrik	Vald kravnivå	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
1 Lastkapacitet	Utbredd last $p = 15$ kN/m ² Punktlast $P = 40$ kN Axellast för truck $2F = 50$ kN \Rightarrow hjullast $F = 25$ kN	<p>Beställaren har svårt att exakt veta hur lagret kommer att användas över tid. Värdena hämtas därför från tabellerade värden över typiska laster för olika verksamheter.</p> <p>Betongrapport nr 13 trycktes innan Eurokoderna började gälla i Sverige. Generellt gäller att lasterna enligt Eurokod 1(SS-EN 1991) i allmänhet är lägre än de som tabellerats i Betongrapport nr 13. Tabellerna i Betongrapporten är dock omfattande och bygger på lång svensk erfarenhet för industrigolv och bör därför fortfarande kunna utgöra utgångspunkt för platta på mark då uppgifter om specifika laster saknas, i synnerhet då dimensioneringen i det här avseendet blir något på säker sida.</p>	Generellt: Bilaga A – protokollsbilaga. 245-249 Tabell 1.8, s. 39
2 Beständighet	Exponeringsklass X0 Livslängdsklass L50	Lokalen kommer att vara uppvärmd. Ingen hantering av kemikalier förväntas, heller ingen trafik av fordon som drar in salt i lokalen.	39-40
3 Slitstyrka	Kvalitetsklass B.	Gäller golv i industri- & lagerlokaler.	Tabell 10, 42
4 Slagstyrka	Inga ytterligare krav.	Det golv som klarar slitstyrkan klarar också normala krav på slagstyrka då inga slag normalt förväntas mot golvet.	42
5 Jämnhet, buktighet & lutning	Jämnhet svarande mot brädrivning, stålglättning.	Golvet kan karakteriseras som ”vanligt lager”, dvs. golvklass FR3.	Tabell 1.12, 43

5 Jämnhet, <u>buktighet & lutning</u>	FR3	Golvet kan klassas som ett med "fria rörelser" (dvs. utan "styrd rörelseriktning"). Lägsta klassen vad gäller buktning och lutning bör vara tillfyllest.	Tabell 1.14, 46
6. <u>Sprickbegränsning & fogar</u>	Sprickbreddsklass III	Beställaren är beredd att acceptera sprickbildning, men sprickorna skall ändå inte kunna växa obegränsat. Tvärkraftsöverföring över sprickorna skall vara möjlig. Vi har vidare exponeringsklass X0 för vilken sprickbreddsklass III är tillräcklig.	Tabell 1.15, 47-49
6. <u>Sprickbegränsning & fogar</u>	Arbetsfogar och sågade fogar med indelning 6×6 m. Fogbredd ≤ 2 mm.	Som alternativ till sprickor är beställaren beredd att acceptera fogar med rimliga fogbredder. Enligt diagram (figur 6.8) ger 2 mm fogöppning 50 % lastöverföringsförmåga (utan dymling eller armering).	155
7. Fuktssäkerhet Markavvattning & dränering av ytvatten Skydd mot kapillär uppsugning Skydd mot påverkan av markfukt i ångfas Skydd mot påverkan av byggfukt	Golvet skall skyddas mot ytvatten, kapillär uppsugning, markfukt samt byggfukt. (Om man önskar lägga på ett ytmaterial skall plattan ha torkat ut till $RF < 85\%$ innan det läggs på.)	Lösningarna diskuteras nedan.	50 + 87-88
8. Installationer & ingjutningsgods	Rör läggs under plattan.	Figur 6.26 visar två exempel (B och C) med förläggning i bärlager resp. under bärlagret.	182
9. Utseende, kulör	Inga krav.	Betongens naturliga grå kulör och en viss grad av sprickbildning accepteras.	51
10. Dammfrihet	Måttliga krav på dammbindning.	Dammbindning med hjälp av grundering bör vara tillfyllest. Se nedan.	51-52 Tabell 5.1-5.2, 133-134
11. Täthet för vätska & gas	Inga krav.	Ingen hantering av flyktiga ämnen förväntas ske i lokalen. Marken innehåller heller inte hälsovådliga halter av radon.	52
12. Halksäkerhet	Normala krav.	Stålglättning av ytan bör vara tillfyllest.	53
13. Rengörbarhet & hygien	Normala krav.	Dammbidning med hjälp av grundering uppfyller kraven. Hur ytan bör städas anges i tabell 5.3.	53 135
14. Gångbehaglighet	Inga krav.	Gångtrafiken kommer att vara tämligen liten. Betongytan bör vara tillfyllest.	53
15. Brandmotstånd & rökutveckling	Normala krav.	Betong kan inte brinna. Betongytan = färdig yta vilket gör att inga fler krav behöver ställas på golvet.	53

16. Undergrund	Toleransklass 2	Kravet handlar om bärlagrets tjocklek och lutning. Lagerbyggnaden är i och för sig av enklare sort men sprickbreddsklass III ställer krav på toleransklass 2.	Tabell 1.19, 56-57
17. Säkerhetsklass	Säkerhetsklass 1		Tabell 1.17, 54

3.3 Materialval

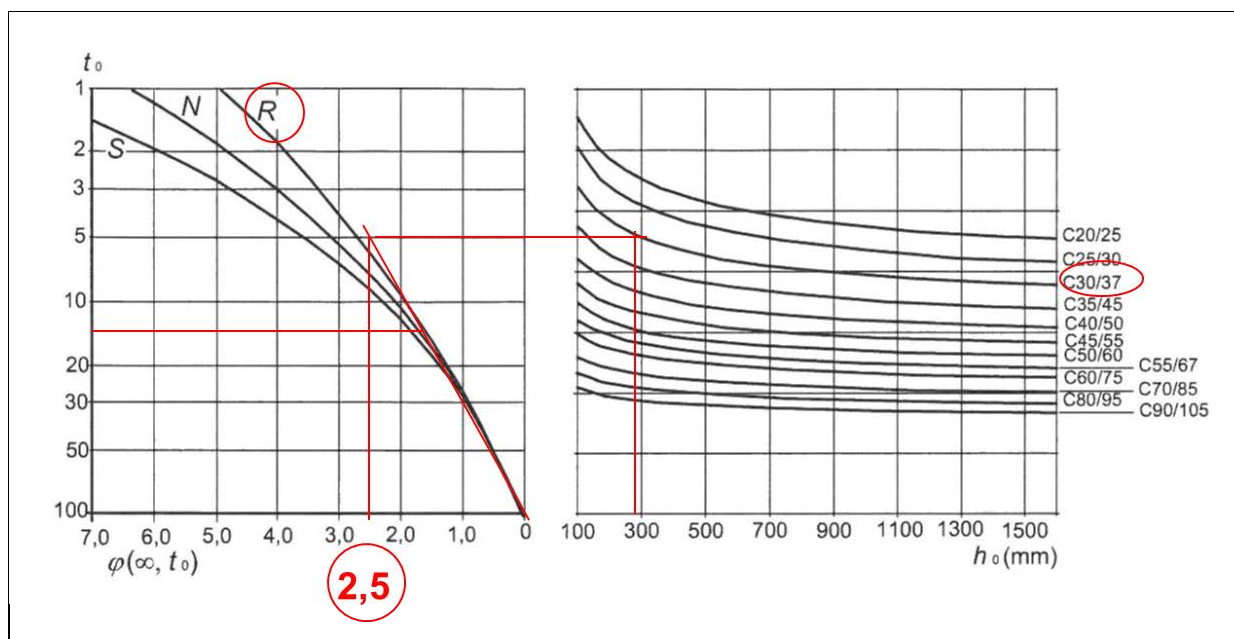
Material	Tjocklek	Specifikation	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Sandigt grus	>10 m		Förutsätts ha blivit känt genom en geoteknisk undersökning.	
Makadam	150 mm	Bör lämpligen följa Trafikverkets regelverk för bärlager.	Utgör både en förstärkning av undergrunden och dränering.	
Betong	Bestäms nedan.	Betong C 30/37 med $vct = 0,57$ och byggcement (CEM II/A-LL 42,5 R) Största stenstorlek $d_{max} = 25$ mm.	Sambandet mellan vct och hållfasthetsklass anges dels i en tabell 1.18, dels i avsnitt 3.3.4. I avsnitt 3.3.4 förordar kommittén ett $vct \approx 0,55$ vilket ger en betongkvalitet kring C 30/37. För vanliga betongrecept ger tabell 1.18 ett mer exakt värde varvid $vct = 0,57$ svarar mot betongkvalitet C 30/37. Det är viktigt att påpeka att vct visserligen är den viktigaste faktorn som påverkar betongens tryckhållfasthet, men långt ifrån den enda. Sambandet mellan vct och hållfasthet bör därför diskuteras med den betongleverantör som upphandlas i projektet.	56, 93
			Aktuell hållfasthetsklass svarar vidare mot kvalitetsklass B som tidigare valts för att ge erforderlig slitstyrka.	Tabell 1.11, 42
		Max fri krympning = 0,8 ‰.	Relativt modest krav som inte är så svårt att uppfylla. Man bör dock fråga betongfabriken och be den säkerställa att kravet nås.	Tabell 1.15, 47
Armering	Φ 12 mm	Nps 500		
Fibrer	$d_f = 0,5 - 0,8$ mm	Stålfibrer av fabrikat som uppfyller ställda branschkrav. Slankheten $l_f/d_f > 60$.	Val av stålfibrer bör göras i samråd med betongleverantör och/eller fiberleverantör.	

Dymlingar		Information om dymlingar finns i avsnitt 3.5.3.	101
-----------	--	---	-----

3.4 Dimensionering av betonggolvet

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Laster</u>		
Karakteristiska laster Utbredd last $p = 15 \text{ kN/m}^2$ (försummas vid dimensionering av platta på mark)	Jämnt fördelad last går rakt genom plattan. Lasten bedöms inte vara högre än att den kan bäras av marken (sandigt grus).	
Punktlast $P = 40 \text{ kN}$. Punktlasten antas vara en långtidslast.	Vid dimensionering måste hänsyn tas till lastens varaktighet när man bestämmer undergrundens styvhet.	
Axellast för truck $2F = 50 \text{ kN} \Rightarrow$ hjullast $F = 25 \text{ kN}$. Hjullasten är en korttidslast. Den är dynamisk och bör därför förstoras med 25 %. Vi får $F = 1,25 \times 25 = 31 \text{ kN}$.	Se tabell 1.4	36-37
Säkerhetsklass 1. Partialkoefficienter: $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,245$.	SS-EN 1990 ("Eurokod 0") innehåller grundläggande dimensioneringsregler med bl.a. partialkoefficienter för laster. Aktuell lastkombination skall hämtas för brottgränstillståndet STR, se Eurokod 2 (EK 2, SS-EN 1992-1-1). (Betongrapport nr 15 innehåller en bra sammanfattning på s. 1-6 – 1-8.) Vår punktlast P kan ses som huvudlast och variabel last. I Betongrapport nr 15 finns en tabell 4 (s. 1-7) som visar att vi skall använda partialkoefficienten $\gamma_Q = 1,5$. Enligt Sveriges bilaga NA kan man multiplicera denna koefficient med en partialkoefficient γ_Q för säkerhetsklass (här = 1). Vi får $\gamma_d = 0,83$ och $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,5 \cdot 0,83 = 1,245$.	
Punktlastens dimensioneringsvärde: <u>$P_d = 49,8 \text{ kN}$</u>	$P_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot P_k = 1,245 \cdot 40 = 49,8 \text{ kN}$	
Hjullastens dimensioneringsvärde: <u>$F_d = 38,9 \text{ kN}$</u>	$F_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot F_k = 1,245 \cdot 31 = 38,9 \text{ kN}$	
Inga uppgifter finns om punktlastens eller hjullastens belastningsarea. För hjullasten kan den räknas ut om vi känner ringtrycket q . Låt oss anta $q = 0,8 \text{ MPa}$. Vi kan då uppskatta en antagen cirkulär belastningsareas diameter a enligt följande	På marknaden förekommer även truckar med massiva hårdgummi-hjul. Belastningsareans storlek kan då inte uppskattas med hjälp av ekvationen för luftfyllda hjul. För hårdgummi-hjul blir kontaktrycket	152

<p>ekvation:</p> $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{F_d}{\pi \cdot q}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,0389}{\pi \cdot 0,8}} = 0,25 \text{ m}$ <p>Punktlastens belastningsarea är antagligen mindre och beror på utformningen av hyllor och ställage. Låt oss anta en kvadrat med storleken $A = 0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$. I beräkningarna behöver den omvandlas till en cirkel. Enklast är att anta en cirkel med samma area. Ren geometri ger då</p> $a = 2 \cdot \sqrt{A/\pi} = 2 \cdot \sqrt{0,010/\pi} = 0,11 \text{ m}$	<p>mycket högre och kontaktytan mycket mindre än för luftfyllda hjul. Man kan räkna med en faktor 3-10, se Silfwerbrand (1990). Konstruktören bör vända sig till trucktillverkaren för att få lämpliga data.</p>	
<p>Vi måste även behandla fallet med förhindrad krympning. Den fria krympningen är 0,8 ‰.</p>		
<p><u>Undergrund</u></p>		
<p>Elasticitetsmodulen för sandigt grus kan uppskattas till 120 MPa vid korttidsbelastning och 25 MPa vid långtidsbelastning. Tvärkontraktionstalet sätts till 0,35.</p>	<p>Tabellen innehåller värden för belastning vid varaktighet av några sekunder, 3 månader och 10 år. Värden finns för grus och sand. Sandigt grus bör ligga någonstans däremellan. 120 ligger mellan 100 (sand) och 150 MPa (grus) och 25 mellan 20 (sand) och 40 MPa (grus). Av konservativa skäl har värdena valts närmare sand än grus.</p>	<p>Tabell 3.2, 89</p>
<p><u>Antagen betongtjocklek</u> $h = 140 \text{ mm}$.</p>	<p>Lasterna är små. Samtidigt vet vi att man av praktiska skäl inte kan göra plattor alltför tunna. Erfarenheten säger oss att tunnar plattor brukar vara omkring 150 mm. Här börjar vi något lägre.</p>	
<p><u>Betongens egenskaper</u></p>		
<p>Betong C 30/37. Karakteristisk tryckhållfasthet $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$</p>	<p>EK 2, tabell 3.1</p>	
<p>Karakteristisk draghållfasthet $f_{ctk} = 2,0 \text{ MPa}$</p>	<p>EK 2, tabell 3.1</p>	
<p>Karakteristisk elasticitetsmodul $E_{ck} = 33 \text{ GPa}$</p>	<p>EK 2, tabell 3.1 Detta värde används vid dimensionering. Eftersom värdet normalt divideras med E-moduler för andra material blir divisioner med koefficienter betydelselösa.</p>	
<p>Vi har cementtyp R (= Rapid, snabb hållfasthetstillväxt gäller för CEM II/A-LL 42,5 R), betong C 30/37. Antag $t_0 = 14 \text{ dygn}$. Vi har $h = 140 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 2h = 280 \text{ mm}$. Vi får $\phi(\infty, t_0) = 2,5$ (se FIGUR 3.1 nedan).</p>	<p>Kryptalet beräknas enligt EK 2, avsnitt 3.1.4. Man kan använda figur 3.1a som gäller inomhusförhållanden med $RH = 50 \%$. Man behöver då ha tillgång till ålder vid pålastning t_0, cementtyp (se EK 2, avsnitt 3.1.2), hållfasthetsklass samt fiktiv betongtjocklek h_0 (som för en platta på mark som i princip endast kan torka uppåt är $h_0 = 2h$, där $h =$ plattjockleken).</p>	



FIGUR 3.1. Bestämning av kryptalet enligt EK 2.

Dimensioneringsvärden bestäms genom multiplikation med en koefficient α_{cc} eller α_{ct} som beaktar långtidseffekter (i vårt land är $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$) och division med partialkoefficienten γ_c för betong ($\gamma_c = 1,5$).	EK 2, avsnitt 3.1.6 och 2.4.2.4	
Vi får $f_{cc} = 30/1,5 = 20,0$ MPa $f_{ct} = 2,0/1,5 = 1,33$ MPa		
Karakteristisk böjdraghållfasthet $f_{ctfk} = 4,60$ MPa $f_{c,fl} = f_{c,fd} = 4,60/1,5 = 3,07$ MPa	Betongrapport nr 4, fig. 3.6 s. 42. Diagrammet bygger på kända samband mellan kubhållfasthet och böjdraghållfasthet, bl.a. använda vid dimensionering av betongvägar. Att använda EK 2 för bestämning av böjdraghållfasthet ger ett orimligt lågt värde och därmed orimligt stora erforderliga plattjocklekar.	
<u>Dimensionering i brottgränstillståndet</u>		
Dimensionering genomförs för följande fall: <ul style="list-style-type: none"> - Böjande moment under korttidslast (hjulasten) - Böjande moment under långtidslast (punktlasten) - Genomstansning under korttidslast (punktlasten) 	Punktlasten står på en liten yta varför vi studerar fallet genomstansning för punktlasten och korttidslast.	
<u>Alternativ A. Armerad betong.</u>		
Antag plattjockleken $h = 140$ mm med armeringen placerad i underkant.	En armerad betongplatta på mark behöver en viss tjocklek för att bära aktuella laster (momentkapacitet), sprida dem till befintlig mark (styvhet), ge utrymme och skydd för armeringen samt skapa möjlighet för ett gott arbetsutförande. Även om en	

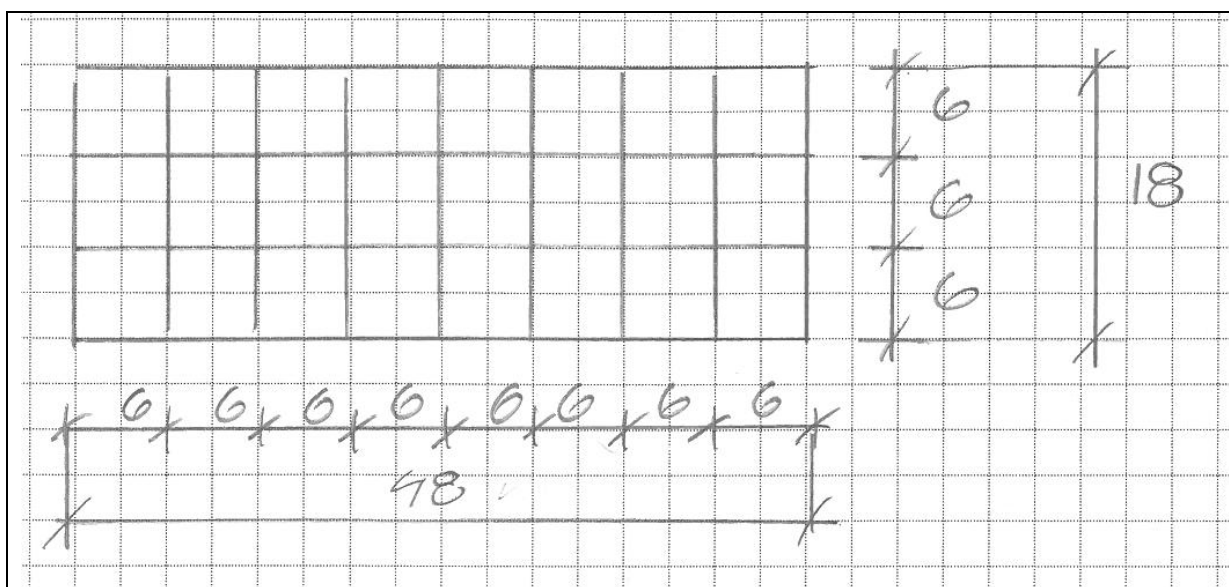
	tunnare betongplatta teoretiskt skulle kunna bära de aktuella lasterna är det inte realistiskt att göra plattan tunnare än 140 mm.	
<p>Betonggolvet momentkapacitet:</p> $m_d = \frac{f_{c,fl} h^2}{6} = \frac{3,07 \cdot 0,14^2}{6} = 0,01002 \text{ MNm/m} = 10,0 \text{ kNm/m}$	Vi förutsätter osprucken betong och försummar armeringen. Använd ekv. C.2 i bilaga C.	267
Täckskiktet bör vara minst $TB = 35 \text{ mm}$.	Täckskiktet bör vara minst 35 mm enligt avsnitt 1.1.3. Lagret under betongen bör vara väl avjämnat och försett med en PE-folie.	40-41
<p>Erforderlig armering för sprickbegränsning beräknas med ekvation 6.41:</p> $A_s \sigma_s \geq A_{ef} f_{cth}$ <p>där σ_s är det största värdet av f_{yk} och 420 MPa samt $f_{cth} = a \cdot f_{ctk}$. För sprickbreddsklass III sätts $a = 0,75$.</p> <p>Ekvationen kan omskrivas enligt följande:</p> $\rho = \frac{a \cdot f_{ctk}}{\sigma_s} = \frac{0,75 \cdot 2,0}{420} = 0,36 \%$ <p>Avståndet s mellan stängerna i nätet kan beräknas med följande ekvation:</p> $s \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{h \cdot \rho} = \frac{\pi \cdot 12^2 / 4}{140 \cdot 0,0036} = 224 \text{ mm} \Rightarrow$ <p>Välj armeringsnät Nps 500 $\Phi 12$ s 220 mm som placeras med täckskiktet 35 mm.</p>	<p>Konstruktörer med erfarenhet av BBK 04 kan för täckskiktet 35 mm och $\Phi = 12 \text{ mm}$ möjligen välja att tolka BBK 04 så att effektiv area bestäms med höjden $35 + 12 + 35 = 90 \text{ mm}$. I BBK förs dock ett resonemang som är litet svårt att följa kring dubbelarmering.</p> <p>Andemeningen är troligen att man rekommenderar att höjden sätts lika med hela tvärsnittets höjd i fall då tjockleken understiger 200 mm. CBI Betonginstitutet rekommenderar att man räknar med hela arean.</p> <p>I Eurokod 2 finns en ekv. 7.1 som principiellt har samma utseende som den ekvation som använts här (6.41):</p> $A_{smin} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$ <p>För dragna, tunna tvärsnitt kan koefficienterna sättas till $k_c = k = 1,0$. För man samma konservativa resonemang för medverkande, dragen betongarea som ovan får man samma resultat med ekv. 7.1 som med ekv. 6.41 fränsett värdet på betongens draghållfasthet.</p>	167, 47
<p>Effektiva höjden $d = h - TB - \Phi = 140 - 35 - 12 = 93 \text{ mm}$ (medeltal för två vinkelräta riktningar).</p> <p>Räknat på effektiva höjden blir armeringsinnehållet</p> $\rho = \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{d \cdot s} = \frac{\pi \cdot 12^2 / 4}{93 \cdot 220} = 0,00553 = 0,553 \%$		
<p>Vi förutsätter sprucket tvärsnitt.</p> $m = \sigma_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot d = \sigma_s \cdot \rho \cdot 0,9 \cdot d^2$ $m' = 0$	Mittenledet av ekvationen ges av överslagsberäkningen i bilaga C. Observera att högerledet förutsätter att armeringsinnehållet räknas på effektiva höjden.	Ekv C.11, 268

<p>Vi förutsätter flytning i armeringen (normalarmerat tvärsnitt). Vi får $\sigma_s = \frac{f_{st}}{\gamma_s} = \frac{500}{11,15} = 435 \text{ MPa}$</p> <p>Vi får</p> $m_x = m_y = m = 435 \cdot 0,00553 \cdot 0,9 \cdot 0,093^2 = 0,0187 \text{ MNm/m} = 18,7 \text{ kNm/m}$	<p>Armeringsspänningen σ_s beräknas med hjälp av partialkoefficienten för armeringsstål enligt EK 2, avsnitt 2.4.2.4.</p>	
<p><i>Korttidslast (böjande moment)</i></p> <p>Aktuell last är $F_d = 39 \text{ kN}$ med belastningsradien $a = 0,25 \text{ m}$.</p>		
<p>Antag osprucken betong – elastisk analys.</p> <p>Styvhetsradien r behövs för bestämning av moment med hjälp av diagrambilagan B och kan beräknas med ekv. 6.23:</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)}}{\frac{E_g}{1-\nu_g^2}}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,14^3}{12(1-0,2^2)}}{\frac{120}{1-0,35^2}}} = 0,486 \text{ m}$ <p>Vi börjar med inre enstaka last och använder diagram 2 i bilaga B. För små värden på a/r finns en praktisk ekvation (även återgiven i huvudtexten som ekv. 6.25). Här gäller följande:</p> $a/r = 0,25/0,486 = 0,512 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) = 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,512 = 0,157$ <p>Lastkapaciteten vid korttidslast för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,157 = 10,0/0,157 = 63,6 \text{ kN}$.</p>	<p>Klokt att börja med elastisk analys.</p>	<p>161 254</p>
<p>För enstaka last nära kant används diagram 3 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,56$ fås $M_{\max}/P = 0,33$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,33 = 10,0/0,33 = 30,4 \text{ kN}$.</p>	<p>Lasten behöver inte stå mitt mellan två fogar. Den kan även stå intill en fog. Däremot räknar vi med att den inte kan stå vid en kant, det förhindrar väggen.</p>	<p>255</p>
<p>Vi förutsätter att armeringen löper oavkortad genom fogarna. Vi kan då räkna med en lastöverföringsförmåga $W \geq 70 \%$. Belastad sida av fogen får då lasten $(1 - W/200) \cdot F_d$ medan obelastad sida får lasten $(W/200) \cdot F_d$. Omvänt kan vi multiplicera lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får</p>	<p>Lastkapaciteten är även i fogen litet större än aktuell hjullast. Risken är ändå ganska stor för en spricka, inte minst vid förhindrad krympning. Vi bör därför undersöka det armerade tvärsnittet.</p>	<p>155</p>

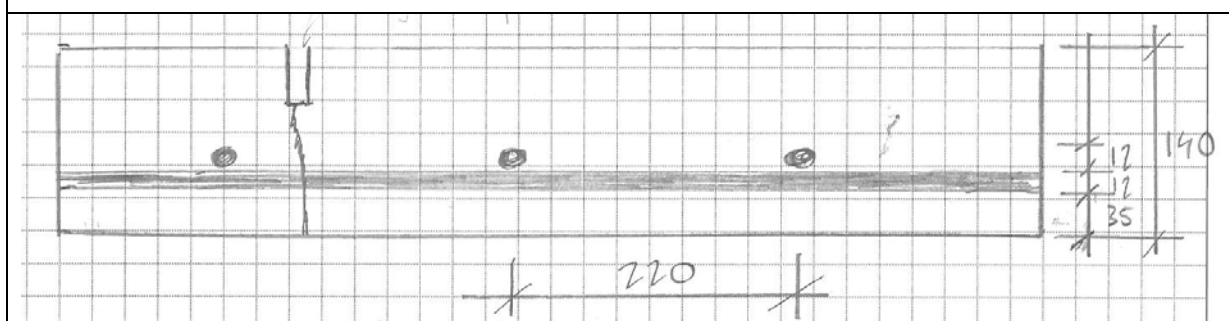
$\frac{30,4}{1 - 70/200} = 46,7 \text{ kN}$ <p>Lastkapaciteten i fogen = <u>47 kN</u>.</p>		
<p>Vi använder brottlinjeteorin. Diagram 8 i bilaga B behandlar inre enstaka last.</p> <p>För $a/r = 0,512$ fås $M_{\max}/P = 0,059$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} m_d/0,059 = 0,5 \cdot 18,7/0,059 = \underline{158 \text{ kN}} > \underline{F_d} = 39 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$.</p>	<p>Observera att diagrammet ger värden på kvoten M/P. Vi ser att $M/P \rightarrow 0,079$ då $a/r \rightarrow 0$. I upphovsmannen Anders Losbergs (1961) diagram visas $(M+M')/P$ som går mot $0,159 = 2 \cdot 0,079 = 1/(2\pi)$ då $a/r \rightarrow 0$. Diagrammen har alltså samma gränsvärde då $M = M'$. Diagram 8 har upprättats för fiberbetong som automatiskt har samma kapacitet i underkant som överkant, dvs. villkoret $M = M'$ är alltid uppfyllt.</p> <p>Nu använder vi diagrammet för armerad betong och specialfallet $m' = 0$. Lastkapaciteten P blir då bara hälften så stor.</p>	260
<p>Diagram 10 i bilaga B behandlar enstaka last vid kant.</p> <p>För $a/r = 0,512$ fås $M_{\max}/P = 0,12$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} m_d/0,12 = 0,5 \cdot 18,7/0,12 = 78 \text{ kN}$.</p>	<p>Använd kurva 2). Den ger högre värden på kvoten M_{\max}/P vilket innebär en beräkning på säkra sidan. Även här måste vi multiplicera med en halv eftersom vi har $m' = 0$. (Diagrammet är uppritat för fiberbetong.)</p>	262
<p>Vi multiplicerar lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får</p> $\frac{78}{1 - 70/200} = 120 \text{ kN}$ <p>Lastkapaciteten i fogen = <u>120 kN</u> > <u>$F_d = 39 \text{ kN}$</u> \Rightarrow OK.</p>	<p>Bärförmågan är i samtliga fall (mitt, kant & fog) väsentligt större än aktuell hjullast.</p>	
<p><i>Långtidslast (böjande moment)</i></p> <p>Aktuell last är <u>$P_d = 50 \text{ kN}$</u> med belastningsradien $a = 0,11 \text{ m}$.</p>		
<p>Antag osprucken betong – elastisk analys.</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,14^3}{12(1 - 0,2^2)}}{25}} = 0,820 \text{ m}$ <p>Vi börjar med inre enstaka last och använder diagram 2 i bilaga B. För små värden på a/r finns en praktisk ekvation (även återgiven i huvudtexten som ekv. 6.25). Här gäller följande:</p> $a/r = 0,11/0,82 = 0,138 < 1 \Rightarrow$	<p>Man kan fundera på ifall man skall använda en effektiv E-modul som beaktar inverkan av betongens krypning ($E^* = E/(1 + \phi)$, där $\phi =$ kryptalet) i stället för det vanliga värdet. Pga osäkerheten i övriga parametrar har hänsyn inte tagits till detta här. Beräkningen kommer att bli på säker sida (bärförmågan underskattas).</p>	161 254

$\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) =$ $= 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,138 = 0,263$ <p>Lastkapaciteten vid korttidslast för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,263 = 10,0/0,263 = 38,1$ kN.</p>		
	Lastkapaciteten är otillräcklig redan för fallet med inre last. Vi övergår till det armerade tvärsnittet.	
<p>Brottlinjeteorin. Enstaka inre last, diagram 8 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,138$ fås $M_{\max}/P = 0,072$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} m_d/0,072 = 0,5 \cdot 18,7/0,072 = \underline{130 \text{ kN}} > \underline{P_d = 50 \text{ kN}} \Rightarrow \text{OK.}$</p>		260
<p>Enstaka last vid kant, diagram 10 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,138$ fås $M_{\max}/P = 0,157$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} m_d/0,157 = 0,5 \cdot 18,7/0,157 = 59$ kN.</p>		262
<p>Vi multiplicerar lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får $\frac{59}{1 - 70/200} = 91$ kN</p> <p>Lastkapaciteten i fogen = <u>91 kN</u> > <u>$P_d = 50$ kN</u> \Rightarrow OK.</p>	Bärförmågan är i samtliga fall (mitt, kant & fog) större än aktuell hjullast.	
<p><i>Korttidslast (genomstansning)</i></p> <p>Aktuell last är <u>$P_d = 50$ kN</u> med belastning på en kvadrat med sidan $b = 0,10$ m.</p>		
<p>Bärförmågan (per ytenhet) kan enligt EK 2 beräknas med följande formel och aktuella värden:</p> $v_{\text{Rd,c}} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{\text{Rd,c}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \\ v_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \end{array} \right.$ <p>där</p> $C_{\text{Rd,c}} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ men här } 1 + \sqrt{\frac{200}{93}} = 2,47$ $\Rightarrow k = 2,0$ $\rho_1 = \sqrt{\rho_{\text{ly}} \cdot \rho_{\text{lz}}} \leq 0,02; \text{ Här: } \rho_1 = \rho = 0,00553$ <p>$f_{\text{ck}} = 30$ MPa</p> <p>$k_1 = 0,1$</p>	Betongrapport nr 13 citerar BBK 04, men här bör man numera (2014) använda EK 2, avsnitt 6.4.	(165)

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2 = 0 \text{ (Här: inga tryckspänningar)}$ $v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} =$ $= 0,035 \cdot \sqrt{2^3 \cdot 30} = 0,54 \text{ MPa}$ $v_{Rd,c} =$ $= \max \begin{cases} 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,00553 \cdot 30)^{1/3} + 0 = 0,61 \\ 0,54 + 0 = 0,54 \end{cases}$ $= 0,61 \text{ MPa}$ <p>Kapaciteten bestäms i ett grundkontrollsnitt som ligger $2d$ utanför belastningsytan som här är en kvadrat med sidan $b = 0,1$ m. Grundkontrollsnittets omkrets blir</p> $u_1 = 2\pi \cdot 2d + 4b =$ $= 2\pi \cdot 2 \cdot 0,093 + 4 \cdot 0,1 = 1,57 \text{ m}$ <p>Vi får</p> $V_R = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 0,61 \cdot 1,57 \cdot 0,093 =$ $= 0,0893 \text{ MN} = 89 \text{ kN}$		
<p>Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 89 \text{ kN} >$ värdet på dimensionerande punktlast $P_d = 50 \text{ kN} \Rightarrow$ OK. Detta gäller centrisk belastning i det inre av golvet.</p> <p>Men lasten kan även ligga nära plattans kant och i värsta fall även nära lastens hörn. Man kan uppskatta effekten av detta genom att multiplicera lasten med en koefficient β ($\beta > 1$) som har de approximativa värdena $\beta = 1,4$ vid kant och $\beta = 1,5$ vid hörn.</p> <p>I det värsta fallet får vi $\beta \cdot P_d = 1,5 \cdot 50 = 75 \text{ kN}$. Vi ser att bärförmågan är tillräcklig även för det fallet.</p>	<p>Se EK 2, avsnitt 6.4.3 och figur 6.21N.</p>	
<p>Vi väljer armerad betong med tjockleken $h = 140$ mm och armering Nps 500 $\Phi 12$ s 220 mm.</p>	<p>Valt golv klarar alltså såväl kort- som långtidslaster och såväl böjande moment som genomstansning.</p>	



FIGUR 3.2. Plan över betonggolvet med inritade sågade fogar och arbetsfogar. Mått i m.



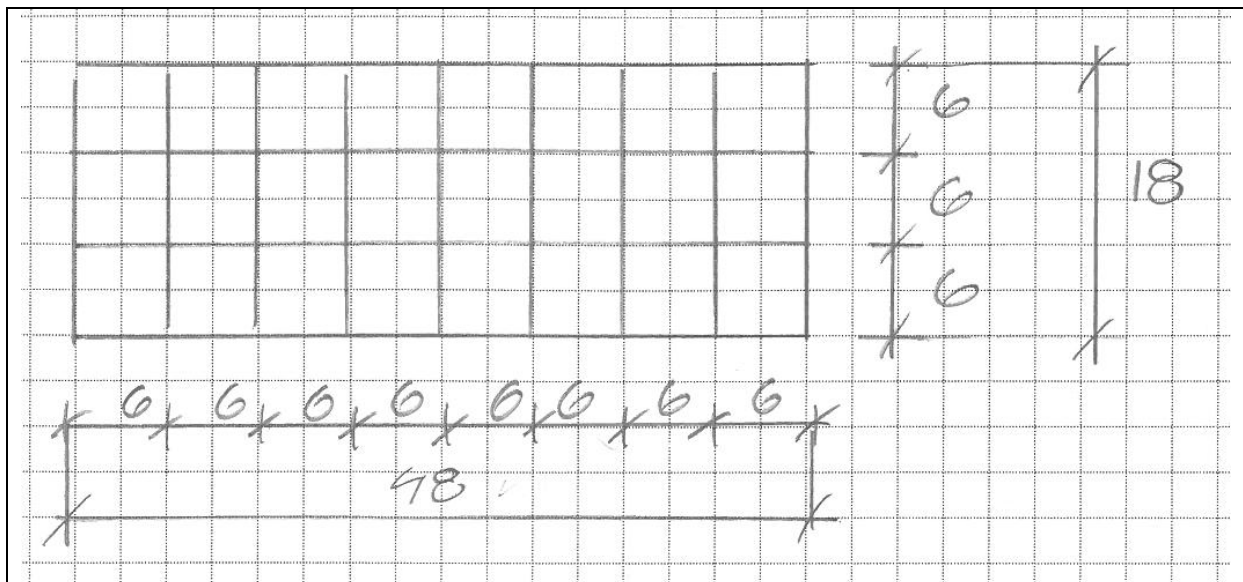
FIGUR 3.3. Sektion över armerat betonggolv med sågad fog. Fogdjupet skall vara 1/3 av tjockleken, dvs. c:a 50 mm. Mått i mm.

Alternativ B. Fiberbetong.		
<p>Vi provar tjockleken $h = 170$ mm.</p> <p>Vi väljer betong C 30/37 med samma utgångsrecept och samma egenskaper som för alternativ A.</p> <p>Ställ krav på betongleverantören att förprova en fiberbetong som når residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,30}$ och $R_{10,50}$ når värdena 50 resp. 40 %.</p>	<p>Man kan börja med att undersöka samma tjocklek som för den armerade betongplattan i alternativ A (dvs. 140 mm). Beräkningarna nedan kommer dock att visa att fiberbetongen behöver vara 170 mm för att klara samtliga lastfall.</p> <p>Enligt avsnitt 6.4.16 bör man välja en betong med $R_{10,20} \geq 40$ % för sprickbreddsklass III.</p> <p>Enligt Betongrapport nr 4 bör man ställa utökade krav på seghet för att kunna hantera sprickor p.g.a. förhindrad krympning. Enligt samma källa innebär en utökning till $R_{10,50}$ att man kan tillåta en krympspricka på 1,5 mm.</p> <p>Det är alltid vanskligt att ange fibertyper och fiberhalter, men en fiber med slankheten $\lambda_f \geq 60$ och försedd med ändförankring samt fiberhalten $\rho_f = 35$ kg/m³ kan utgöra startvärden för förprovnigen.</p>	169

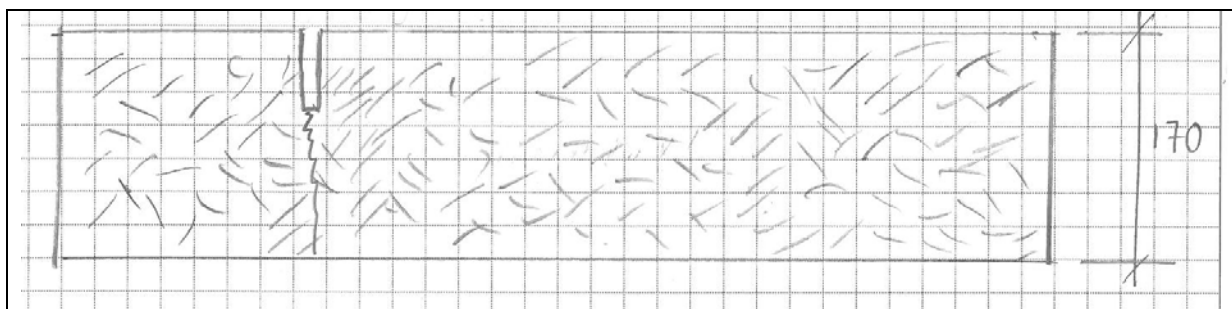
<p>Fiberbetongens dimensioneringsvärde i sprucket stadium $f_t = f_{fcr} \times R_{10,50} / 100 = 3,07 \times 40 / 100 = 1,23$ MPa.</p>	<p>Ekvationen finns som andra delen av ekv. 7.4 i avsnitt 7.6.1.</p> <p>Fiberbetongens dimensioneringsvärde för böjdraghållfasthet vid uppsprickning f_{fcr} sätts till $f_{fcr} = f_{c,fd}$, där $f_{c,fd}$ = böjdraghållfastheten för motsvarande betong C 30/37 utan fibrer, se "Materialval" ovan.</p> <p>Vi väljer att basera beräkningen på $R_{10,50}$. Därmed kan uppsprickning p.g.a. förhindrad krympning inneslutas.</p>	203
<p>Fiberbetonggolvet momentkapacitet:</p> $m_d = m'_d = \frac{f_{c,fd} h^2}{6} = \frac{1,23 \cdot 0,17^2}{6} = 0,00591 \text{ MNm/m} = 5,91 \text{ kNm/m}$		267
<p>Korttidslast (böjande moment)</p> <p>Aktuell last är $F_d = 39$ kN med belastningsradien $a = 0,25$ m.</p>		
<p>Prova med elastisk analys.</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,17^3}{12(1-0,2^2)}}{120}} = 0,590 \text{ m}$ <p>Inre enstaka last.</p> $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) = 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,42 = 0,173$ <p>Lastkapaciteten vid korttidslast för böjande moment blir $P_{\max} = m_d / 0,173 = 5,91 / 0,173 = 34,1$ kN.</p>		161 254
	<p>Lastkapaciteten är otillräcklig redan för fallet med inre last. Vi övergår till brottlinjeteorin.</p>	
<p>Brottlinjeteorin, inre enstaka last, diagram 8 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,42$ fås $M_{\max}/P = M'_{\max}/P = 0,062$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d / 0,062 = 5,91 / 0,062 = 95,3$ kN > $F_d = 39$ kN \Rightarrow OK..</p>		260
<p>Enstaka last vid kant, diagram 10 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,42$ fås $M_{\max}/P = M'_{\max}/P = 0,128$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d / 0,128 = 5,91 / 0,128 = 46,2$ kN > $F_d = 39$ kN \Rightarrow OK.</p>		262
<p>Vi förutsätter att krympsprickorna kan bli 1,5 mm</p>	<p>Se figur 6.8. Figuren gäller icke-</p>	155

<p>vida. Vi kan då anta att $W = 60\%$. Vi får</p> $\frac{46,2}{1 - 60/200} = 66 \text{ kN}$ <p>Lastkapaciteten i fogen = <u>66 kN</u>.</p>	<p>dymlade fogar. Använd kurvan "fält". Troligen hamnar man på säker sida, fibrerna kommer antagligen att bidra till en höjning av W.</p>	
	<p>Bärförmågan är i samtliga fall (mitt, kant & fog) större eller väsentligt större än aktuell hjullast.</p>	
<p>Långtidslast (böjande moment)</p> <p>Aktuell last är $P_d = 50 \text{ kN}$ med belastningsradien $a = 0,11 \text{ m}$.</p>		
<p>Antag osprucken betong – elastisk analys.</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)}}{\frac{E_g}{1-\nu_g^2}}} =$ $= \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,17^3}{12(1-0,2^2)}}{\frac{25}{1-0,35^2}}} = 0,996 \text{ m}$ <p>$a/r = 0,11/0,996 = 0,11 < 1 \Rightarrow$</p> $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) =$ $= 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,11 = 0,278$ <p>Lastkapaciteten vid långtidslast för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,278 = 5,91/0,278 = 21,2 \text{ kN}$.</p>		<p>161 254</p>
	<p>Lastkapaciteten är otillräcklig redan för fallet med inre last. Vi övergår till brottlinjeteori.</p>	
<p>Brottlinjeteorin. Enstaka inre last, diagram 8 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,138$ fås $M_{\max}/P = 0,074$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,074 = 5,91/0,074 = 80 \text{ kN}$.</p>		<p>260</p>
<p>Enstaka last vid kant, diagram 10 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,138$ fås $M_{\max}/P = 0,16$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,16 = 5,91/0,16 = 36,9 \text{ kN}$.</p>		<p>262</p>
<p>Vi multiplicerar lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får $\frac{36,9}{1 - 70/200} = 53 \text{ kN}$</p> <p>Lastkapaciteten i fogen = <u>53 kN</u> > $P_d = 50 \text{ kN} \Rightarrow$ OK.</p>	<p>Bärförmågan är i aktuella fall (mitt & fog) större än aktuell hjullast.</p> <p>Det är detta lastfall (långtidslast vid fogen) som blir dimensionerande för fiberbetonggolvet.</p>	

<p><i>Kortidslast (genomstansning)</i></p> <p>Aktuell last är $P_d = 50$ kN med belastning på en kvadrat med sidan $b = 0,10$ m.</p>		
<p>Fiberbetongplattan kontrolleras för genomstansning. Vi kan använda ekvation (6.34) och (6.36). Vi har följande indata:</p> $u_1 = 2\pi \cdot h/2 + 4 \cdot b = \pi \cdot 0,170 + 4 \cdot 0,10 = 0,934 \text{ m}$ $\xi = 1,4 \text{ (gäller för } d < 0,2 \text{ m)}$ $\eta = 1,0 \text{ (centrisk last)}$ $C = 0,45$ $f_{ctf} = 3,07 \text{ MPa}$ $\zeta = 2 - R/100 = 2 - 40/100 = 1,6$ <p>Vi får:</p> $f_{v1} = \frac{\xi}{1,4} \cdot C \cdot \frac{f_{ctf}}{\zeta} = \frac{1,4}{1,4} \cdot 0,45 \cdot \frac{3,07}{1,6} = 0,862 \text{ MPa}$ <p>och</p> $V_u = \eta \cdot u_1 \cdot h \cdot f_{v1} = 1,0 \cdot 0,934 \cdot 0,170 \cdot 0,862 = 0,137 \text{ MN} = 137 \text{ kN}$ <p>Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 137 \text{ kN} >$ värdet på dimensionerande punktlast $P_d = 50 \text{ kN} \Rightarrow$ OK.</p> <p>Marginalen är så stor att vi även klarar belastning för last nära kant och hörn utan närmare utredning.</p>	<p>Försök visar att man kan använda ekvationerna (6.34) och (6.36) för att bestämma genomstansningslasten för en fiberbetongplatta på mark. Härvidlag ersätts den effektiva höjden d för en armerad platta med hela plattans tjocklek h.</p> <p>Vid bestämning av spricksäkerhetsfaktorn ζ använder vi det högre kravet på seghet, nämligen $R_{10,50}$, som här har värdet $R = 40 \%$.</p> <p>EK 2 behandlar inte fiberbetong. I Sverige har vi tidigare med gott resultat användning en modifiering av BBK:s ekvationer för stansning. F.n. är det därför lämpligast att fortsätta att använda det tillvägagångssättet.</p>	165
<p>Vi väljer fiberbetong med tjockleken $h = 170$ mm.</p>	<p>Valt golv klarar alltså såväl kort- som långtidslaster och såväl böjande moment som genomstansning.</p>	



FIGUR 3.4. Plan över betonggolvet med inritade sågade fogar och arbetsfogar. Mått i m.



FIGUR 3.5. Sektion över fiberbetonggolvet med sågad fog. Fogdjupet skall vara 1/3 av tjockleken, dvs. c:a 60 mm. Mått i mm.

<u>Dimensionering i bruksgränstillståndet</u>		
<u>Deformationer</u>		
Tillåtna värden: För aktuell golvklass (FR3) gäller kravet att höjdskillnaden skall vara $\delta_{krav} < 5,5 \text{ mm}$ inom ett rutmönster med punkter på 3 m avstånd från varandra.	Se tabell 1.12.	43
Nedböjningen δ under en punktlast F kan beräknas med följande ekvation: $\delta = \frac{Fr^2}{8D}$ där D = plattans böjstyvhetsradie och r = styvhetsradien.	Ekvationen gäller en inre last på en elastisk platta på en elastisk fjäderbädd. Se t.ex. Timoshenko & Woinowsky-Krieger (1959) eller Silfwerbrand (1995).	
Intill fogar måste man räkna med att nedböjningen kan vara 50 till 100 % större.	Se Betongrapport nr 4, s. 65.	
Här sätter vi lasten till $F = P_d = 40 \text{ kN}$.	Partialkoefficienten $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,0$ i bruksgränstillståndet.	
<u>Alt A. Armerad betong</u>		
<u>Osprucket stadium</u> $D = \frac{E}{1 + \varphi} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{33000}{1 + 2,5} \cdot \frac{0,140^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 2,246 \text{ MNm}^2/\text{m}$ $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 2,246}{25}} = 0,540 \text{ m}$ Vi får: $\delta = \frac{Fr^2}{8D} = \frac{40 \cdot 0,540^2}{8 \cdot 2,246} = 0,65 \text{ mm}$	Vi väljer långtidslasten och motsvarande styvhetsradie.	
<u>Sprucket stadium</u> $D = E_s \rho d^3 (1 - \eta)(1 - \eta/3)$ där $\eta = \frac{E_s}{E_c} \cdot \rho \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\frac{E_s}{E_c} \cdot \rho}} - 1 \right)$ och	Se t.ex. Silfwerbrand (1995). Hjälpparametern η uttrycker relativa tryckzonshöjden, dvs. x/d .	

E_s = stålets E-modul, E_c = betongens E-modul, ρ = armeringsinnehållet och d = effektiva höjden.		
$\alpha = \frac{E_s}{E_c / (1 + \varphi)} = \frac{210}{33 / (1 + 2,5)} = 22,27$ $\eta = 22,27 \cdot 0,00511 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{22,27 \cdot 0,00553}} - 1 \right) = 0,388$ $D = 210000 \cdot 0,00553 \cdot 0,093^3 \cdot (1 - 0,388) \cdot (1 - 0,388 / 3) = 0,497 \text{ MNm}^2/\text{m}$	<p>Vi inför hjälpparametern α som uttrycker relationen mellan stålets och betongens E-modul då betongens kryptal beaktas (= effektiv E-modul för betong).</p>	
$r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 0,497}{25 \cdot 1 - 0,35^2}} = 0,327 \text{ m}$ <p>Vi får:</p> $\delta = \frac{Fr^2}{8D} = \frac{40 \cdot 0,327^2}{8 \cdot 0,497} = 1,07 \text{ mm}$		
<p>Slutsats: Den armerade betongen kommer sannolikt att spricka. För de inre delarna får vi räkna med en nedböjning under långtidslasten på drygt 1 mm, invid fogar <u>c:a 2 mm</u>.</p> <p>Båda dessa värden är mindre än kravet $\delta_{krav} < 5,5$ mm.</p>	<p>Till detta belopp kan läggas deformationer p.g.a. ojämna sättningar och krökning på grund av en krympningsgradient över plattan.</p> <p>Kantresningen kan uppskattas med följande ekvation:</p> $\delta_{kant} = \frac{a^2 \Delta \varepsilon_{cs}}{2h}$ <p>där a = fria längden (konsollängden) av plattdelen som lyfter, h = plattans tjocklek och $\Delta \varepsilon_{cs}$ = skillnaden i fri krympning mellan ovan- och undersidan.</p> <p>Högst 1-2 m av plattan kan tänkas lyfta över horisontalplanet. Med $a = 2$ m, $h = 0,14$ m och $\Delta \varepsilon_{cs} = 0,1$ ‰ får vi</p> $\delta_{kant} = \frac{2^2 \cdot 0,1}{2 \cdot 0,14} = 1,43 \text{ mm}$ <p>Även om detta värde skulle adderas till värdet för nedböjningen under långtidslasten hamnar vi på ett värde under kravets 5,5 mm.</p> <p>Ojämna sättningar skall kunna undvikas genom ett korrekt utförande vad gäller schaktning, återfyllnad, bärlager och avjämning.</p>	
<u>Alt. B. Fiberbetong</u>		
<i>Osprucket stadium</i>	<p>Redan för armerad betong blir deformationen för osprucket stadium liten. Fiberbetongplattan är tjockare</p>	

	varför deformationen blir ännu mindre. Vi kan därför gå direkt på sprucket stadium.	
<p><i>Sprucket stadium</i></p> $D \approx 0,1 \cdot \frac{E}{1 + \phi} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} =$ $= 0,1 \cdot \frac{33000}{1 + 2,5} \cdot \frac{0,170^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 0,402 \text{ MNm}^2/\text{m}$ $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 0,402}{25}} = 0,304 \text{ m}$ <p>Vi får:</p> $\delta = \frac{Fr^2}{8D} = \frac{40 \cdot 0,304^2}{8 \cdot 0,402} = 1,15 \text{ mm}$	<p>Styvheten sjunker kraftigt efter uppsprickning. En uppskattning är att styvheten efter uppsprickning endast uppgår till 10 % av styvheten före uppsprickning (Hedebratt, 2012).</p> <p>Eftersom fiberbetongplattan är litet tjockare ($h = 170 \text{ mm}$) än den armerade betongplattan ($h = 140 \text{ mm}$) borde man egentligen räkna ut ett nytt krytpal. Skillnaden är dock så liten att den kan försummas. Vi behåller därför kryptalet $\phi = 2,5$.</p>	
<p>Slutsats: Fiberbetongen kommer sannolikt att spricka. För de inre delarna får vi räkna med en nedböjning under långtidslasten på drygt 1 mm, invid fogar <u>drygt 2 mm</u>.</p> <p>Båda dessa värden är mindre än kravet $\delta_{\text{krav}} < 5,5 \text{ mm}$.</p>		
<u>Sprickor</u>		
<p>Vi har valt sprickbreddsklass III.</p> <p>Vi kan då förvänta oss en fri krympning $\varepsilon_{\text{cs}} = 0,8 \%$.</p>	<p>Enligt en fotnot till tabell 1.15 kan sprickbredden bestämmas av geometri och aktuell krympning.</p> <p>Man kan uppskatta sprickbredden w som en produkt av sprickavståndet s och den fria krympningen ε_{cs}, dvs. $w = s \cdot \varepsilon_{\text{cs}}$.</p>	47
<u>Alt. A. Armerad betong</u>		
<p>Fogavståndet är $L = 6 \text{ m}$.</p> <p>Max sprickbredd blir $w = s \cdot \varepsilon_{\text{cs}} = 6 \cdot 0,8 = 4,8 \text{ mm}$, men troligtvis uppstår minst en inre spricka mellan varje fog, dvs. $w = 2,4 \text{ mm}$.</p>	<p>Krympbegränsningen ges i tabell 1.15.</p> <p>Armeringsmängden är inte vald för att säkerställa fleruppsprickning, men att plattorna blir ospruckna är osannolikt. Friktionen till bärlagergruset bör också främja fleruppsprickning.</p>	47
<u>Alt. B. Fiberbetong</u>		
<p>Sprickbredderna kan uppskattas till c:a 1,5 mm.</p>	<p>Fiberbetong med $R_{10,20} = 50 \%$ och $R_{10,50} = 40 \%$ leder sannolikt till uppkomsten av minst en spricka i fältet mellan fogarna med fogavståndet 6 m. De väldispergerade fibrerna bör dessutom kunna reducera sprickbredden med c:a 50 % (sprickhämmande betong; för diskussion av termen, se Betongrapport nr 4, s. 19).</p>	224

	<p>Vi får $w = s \cdot \varepsilon_{cs}$ -reduktionsfaktor =</p> $= s \cdot \varepsilon_{cs} \cdot (1 - R_{10,50} / 100) =$ $= 3,0 \cdot 0,8 \cdot (1 - 40 / 100) = 1,44 \text{ mm}$ <p>Reduktionsfaktorn beror på fiberbetongens residualhållfasthet, jämför sprickbreddsberäkning för pågjutningar.</p> <p>Noggrannare beräkningar kan göras med bilaga D.</p>	
--	---	--

3.5 Anvisningar för utförande

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Följ avsnitt 4.1, 4.1.1, 4.2.1, 4.3, 4.3.1, 4.6, 4.7.1, 4.7.3 och 4.7.4.		109-125

3.6 Kontroll

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Dokumentation av geoteknisk undersökning som klargör jungfrulig lagerföljd.	Dokumentationen behövs för att säkerställa att antagna styvheter för underlaget är rimliga.	
Dokumentation av betong: Hållfasthetsklass Fri krympning		
Dokumentation av fiberbetong: Hållfasthetsklass Fri krympning Fibermängd Böjgenskaper enligt Betongrapport nr 4, i synnerhet residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,30}$ och $R_{10,50}$	Fiberns egenskaper såsom fibertyp, fiberlängd, fiberdiameter och förekomst av eventuella ändkrokar samt hållfasthet kontrolleras normalt av betongtillverkaren.	
Dokumentation av makadam: Säkerställ att materialet är tvättat Säkerställ att tjockleken är minst 150 mm	Se avsnitt 3.2.3.	87-88
Packningsgrad mark Underlagets planhet Armeringens mängd, montering och läge i höjd och plan Brunnar och andra installationers montering och läge i höjd och plan	Kontroller före gjutning, se avsnitt 4.1.2.	110-111

<p>Kontrollera avvägning av banor, avstängare och laser mot referenshöjd.</p> <p>Färdig golvhöjd.</p> <p>Stäm av betongkvalitet, tider, mängder och leveransintervall med betongleverantör.</p>		
<p>Planhet för underlaget.</p> <p>Planhet för överyta.</p> <p>Att eventuella fall till brunnar och rännor utförs i rätt omfattning och med rätt längd och lutning på fallet och med god kvalitet på handarbete.</p> <p>Att betongens konsistens inte har stora variationer (sättnåttvariation ca ± 20 mm).</p> <p>För fiberbetong: fiberhalt.</p>	<p>Kontroller under gjutning, se avsnitt 4.1.3.</p>	<p>111-112</p>
<p>Att golvens planhet motsvarar kravnivån.</p> <p>Att eventuella fall till brunnar och rännor finns i rätt omfattning, lutning etc.</p> <p>Att härdningen fungerar och att plastfolie ligger kvar och inte blåser av eller tas av för tidigt.</p> <p>Att temperaturen inte riskerar att falla under noll inom härdningsperioden, vilket medför risk för frysskador.</p> <p>Att solen inte värmer upp ohärdade ej membranhärdade eller ej täckta betongytor, vilket medför stor risk för snabb uttorkningskrympning.</p>	<p>Kontroller efter gjutning, se avsnitt 4.1.4.</p>	<p>112</p>

4 Exempel 2 – platta på mark med tunga laster

4.1 Orientering

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer
<p>Projektet avser ett höglager i en mellanstor stad i Mälardalen. Byggnaden, eller byggnaderna, består av sex likadana huskroppar som vardera är 108 m lång och 27 m bred. Varje huskropp har golvytan 2916 m² och totalt omfattar byggnaderna 17500 m². Lagerlokalens höjd blir i högsta punkt 10 m.</p> <p>Lagret skall användas som ett centrallager för ett företag inom detaljhandeln.</p>	<p>Aktuell information är otillräcklig. Experten och beställaren går igenom vilka krav som skall ställas på golvet, se nästa avsnitt.</p>

4.2 Krav på golvet

Nr och rubrik	Vald kravnivå	Kommentarer	Sidor i Betong-rapport nr 13
1 Lastkapacitet	Utbredd last $p = 50 \text{ kN/m}^2$ Punktlast $P = 140 \text{ kN}$ Axellast för truck $2F = 100 \text{ kN} \Rightarrow$ hjullast $F = 50 \text{ kN}$	Fördelad last p och axellast $2F$ hämtas från tabell 1.8 och raden för ”medeltung industri” (t.ex. ”mellanlager”). Punktlasten ges för ett hyllställage, se tabell 1.4. Antag att lasten per pall är den lägsta (600 kg) av tabellens tre fall och att pallarna ställs ”rygg mot rygg”. För höjden 10 m kan man interpolera fram värdet $P = 140 \text{ kN}$.	Generellt: Bilaga A – protokolls-bilaga. 245-249 36 39
2 Beständighet	Exponeringsklass X0 Livslängdsklass L50	Lokalen kommer att vara uppvärmd. Ingen hantering av kemikalier förväntas, heller ingen trafik av fordon som drar in salt i lokalen.	39-40
3 Slitstyrka	Kvalitetsklass A.	Gäller hårt belastade golv i industri- & lagerlokaler.	Tabell 10, 42
4 Slagstyrka	Inga ytterligare krav.	Det golv som klarar slitstyrkan klarar också normala krav på slagstyrka då inga slag normalt förväntas mot golvet.	42
5 Jämnhet, buktighet & lutning	Jämnhet svarande mot stålglättning.	Golvet kan karakteriseras som ”Bredgångslager – automatstyrda truckar - transportgångar”, dvs. golvklass FR2.	Tabell 1.12, 43
5 Jämnhet, buktighet & lutning	FR2	Golvet kan klassas som ett med ”fria rörelser” (dvs. utan ”styrd rörelseriktning”). Mellanklassen vad gäller buktning och lutning bör vara tillfyllest.	Tabell 1.14, 46
6. Sprickbegränsning & fogar	Sprickbreddsklass II	Beställaren är beredd att acceptera en viss, begränsad sprickbildning. Vi har vidare exponeringsklass X0 för vilken egentligen sprickbreddsklass III är tillräcklig.	Tabell 1.15, 47-49

6. Sprick- begränsning & <u>fogar</u>	Arbetsfogar och sågade fogar med indelning 13,5×13,5 m. Fogbredd ≤ 2 mm.	Som alternativ till sprickor är beställaren beredd att acceptera fogar med rimliga fogbredder. Enligt diagram (figur 6.8) ger 2 mm fogöppning 50 % lastöverföringsförmåga (utan dymling eller armering). Fogarna bör förses med dymlingar eller genomgående armering för att höja lastöverföringsförmågan över 50 %.	155
7. Fuktsäkerhet Markavvattning & dränering av ytvatten Skydd mot kapillär uppsugning Skydd mot påverkan av markfukt i ångfas Skydd mot påverkan av byggfukt	Golvet skall skyddas mot ytvatten, kapillär uppsugning, markfukt samt byggfukt. (Om man önskar lägga på ett ytmaterial skall plattan ha torkat ut till $RF < 85\%$ innan det läggs på.)	Lösningarna diskuteras nedan.	50 + 87-88
8. Installationer & ingjutnings- gods	Rör läggs under plattan.	Figur 6.26 visar två exempel (B och C) med förläggning i bärlager resp. under bärlagret.	182
9. Utseende, kulör	Inga krav.	Betongens naturliga grå kulör och en viss grad av sprickbildning accepteras.	51
10. Dammfrihet	Måttliga krav på dammbindning.	Dammbindning med hjälp av grundering bör vara tillfyllest. Se nedan.	51-52 Tabell 5.1- 5.2, 133-134
11. Täthet för vätska & gas	Inga krav.	Ingen hantering av flyktiga ämnen förväntas ske i lokalen. Marken innehåller heller inte hälsovådliga halter av radon.	52
12. Halk- säkerhet	Normala krav.	Stålglättning av ytan bör vara tillfyllest.	53
13. Rengör- barhet & hygien	Normala krav.	Dammbidning med hjälp av grundering uppfyller kraven. Hur ytan bör städas anges i tabell 5.3.	53 135
14. Gång- behaglighet	Inga krav.	Gångtrafiken kommer att vara tämligen liten. Betongytan bör vara tillfyllest.	53
15. Brand- motstånd & rökutveckling	Normala krav.	Betong kan inte brinna. Betongytan = färdig yta vilket gör att inga fler krav behöver ställas på golvet.	53
16. Undergrund	Toleransklass 1	Kravet handlar om bärlagrets tjocklek och lutning. Sprickbreddsklass II ställer krav på toleransklass 1.	Tabell 1.19, 56-57
17. Säkerhets- klass	Säkerhetsklass 2	Platta på mark med takhöjd > 5 m. Människor vistas dagligen i lokalen.	Tabell 1.17, 54

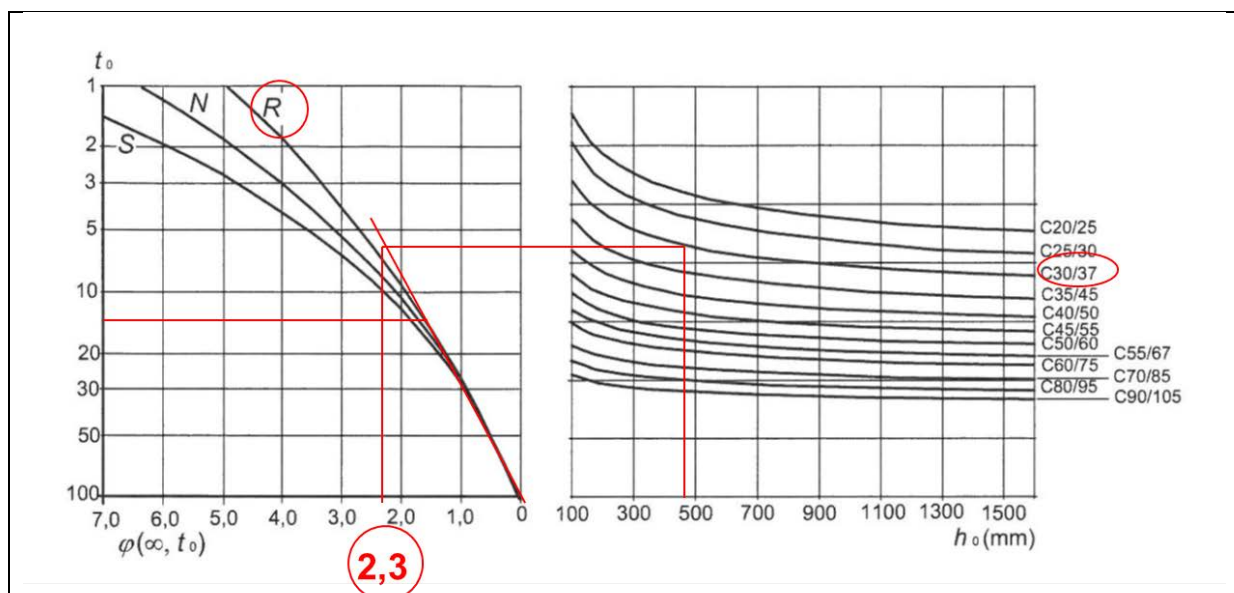
4.3 Materialval

Material	Tjocklek	Specifikation	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Lera	>10 m		Förutsätts ha blivit känt genom en geoteknisk undersökning.	
Makadam	150 mm	Bör lämpligen följa Trafikverkets regelverk för bärlager.	Utgör både en förstärkning av undergrunden och dränering.	
Betong	Bestäms nedan.	Betong C 30/37 med $v_{ct} = 0,57$ och byggcement (CEM II/A-LL 42,5 R) Största stenstorlek $d_{max} = 25$ mm.	Sambandet mellan v_{ct} och hållfasthetsklass anges dels i en tabell 1.18, dels i avsnitt 3.3.4. I avsnitt 3.3.4 förordar kommittén ett $v_{ct} \approx 0,55$ vilket ger en betongkvalitet kring C 30/37. För vanliga betongrecept ger tabell 1.18 ett mer exakt värde varvid $v_{ct} = 0,57$ svarar mot betongkvalitet C 30/37. Det är viktigt att påpeka att v_{ct} visserligen är den viktigaste faktorn som påverkar betongens tryckhållfasthet, men långt ifrån den enda. Sambandet mellan v_{ct} och hållfasthet bör därför diskuteras med den betongleverantör som upphandlas i projektet.	56, 93
			Aktuell hållfasthetsklass svarar vidare mot kvalitetsklass B som tidigare valts för att ge erforderlig slitstyrka.	Tabell 1.11, 42
		Max fri krympning = 0,6 ‰.	Betongens fria krympning bör begränsas till 0,6 ‰. Låg krympning kan åstadkommas med största möjliga stenstorlek och största möjliga stenhalt. Vid behov kan man ytterligare sänka krympning genom inblandning av ett krympreducerande tillsatsmedel. Man bör fråga betongfabriken och be den säkerställa att kravet nås.	Tabell 1.15, 47
Armering	Φ 12 mm	Nps 500		
Fibrer	$d_f = 0,5 - 0,8$ mm	Stålfibrer av fabrikat som uppfyller ställda branschkrav. Slankheten $l_f/d_f > 60$.	Val av stålfibrer bör göras i samråd med betongleverantör och/eller fiberleverantör.	
Dymlingar			Information om dymlingar finns i avsnitt 3.5.3.	101

4.4 Dimensionering av betonggolvet

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Laster</u>		
Karakteristiska laster Utbredd last $p = 50 \text{ kN/m}^2$ (försummas vid dimensionering av platta på mark)	Jämnt fördelad last går rakt genom plattan. Lasten bedöms inte vara högre än att den kan bäras av marken (lera).	
Punktlast $P = 140 \text{ kN}$. Punktlasten antas vara en långtidslast.	Vid dimensionering måste hänsyn tas till lastens varaktighet när man bestämmer undergrundens styvhet.	
Axellast för truck $2F = 100 \text{ kN} \Rightarrow$ hjullast $F = 50 \text{ kN}$. Hjullasten är en korttidslast. Den är dynamisk och bör därför förstöras med 25 %. Vi får $F = 1,25 \times 50 = 62 \text{ kN}$.	Se tabell 1.4	36-37
Säkerhetsklass 2. Partialkoefficienter: $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,365$.	SS-EN 1990 innehåller grundläggande dimensioneringsregler med bl.a. partialkoefficienter för laster. Aktuell lastkombination skall hämtas för brottgränstillståndet STR, se Eurokod 2 (EK 2, SS-EN 1992-1-1). (Betongrapport nr 15 innehåller en bra sammanfattning på s. 1-6 – 1-8.) Vår punktlast P kan ses som huvudlast och variabel last. I Betongrapport nr 15 finns en tabell 4 (s. 1-7) som visar att vi skall använda partialkoefficienten $\gamma_Q = 1,5$. Enligt Sveriges bilaga NA kan man multiplicera denna koefficient med en partialkoefficient γ_Q för säkerhetsklass (här = 2). Vi får $\gamma_d = 0,91$ och $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,5 \cdot 0,91 = 1,365$.	
Punktlastens dimensioneringsvärde: $P_d = 191 \text{ kN}$.	$P_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot P_k = 1,365 \cdot 140 = 191 \text{ kN}$	
Hjullastens dimensioneringsvärde: $F_d = 85 \text{ kN}$	$F_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot F_k = 1,365 \cdot 62 = 85 \text{ kN}$	
Inga uppgifter finns om punktlastens eller hjullastens belastningsarea. För hjullasten kan den räknas ut om vi känner ringtrycket q . Låt oss anta $q = 0,8 \text{ MPa}$. Vi kan då uppskatta en antagen cirkulär belastningsareas diameter a enligt följande ekvation: $a = 2 \cdot \sqrt{\frac{F_d}{\pi \cdot q}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,085}{\pi \cdot 0,8}} = 0,37 \text{ m}$ Punktlastens belastningsarea är antagligen mindre		152

och beror på utformningen av hyllor och ställage. Låt oss anta en kvadrat med storleken $A = 0,12 \times 0,12 \text{ m}^2$. I beräkningarna behöver den omvandlas till en cirkel. Enklast är att anta en cirkel med samma area. Ren geometri ger då $a = 2 \cdot \sqrt{A/\pi} = 2 \cdot \sqrt{0,0144/\pi} = 0,135 \text{ m}$		
Vi måste även behandla fallet med förhindrad krympning. Den fria krympningen är 0,6 ‰.		
<u>Undergrund</u>		
Elasticitetsmodulen för lera kan uppskattas till 50 MPa vid korttidsbelastning och 10 MPa vid långtidsbelastning. Tvärkontraktionstalet sätts till 0,35.	Tabellen innehåller värden för belastning vid varaktighet av några sekunder, 3 månader och 10 år. Värden finns för lera.	Tabell 3.2, 89
<u>Antagen betongtjocklek</u> Prova $h = 230 \text{ mm}$.		
<u>Betongens egenskaper</u>		
Betong C 30/37. Karakteristisk tryckhållfasthet $f_{\text{cck}} = 30 \text{ MPa}$	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk draghållfasthet $f_{\text{ctk}} = 2,0 \text{ MPa}$	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk elasticitetsmodul $E_{\text{ck}} = 33 \text{ GPa}$	EK 2, tabell 3.1 Detta värde används vid dimensionering. Eftersom värdet normalt divideras med E-moduler för andra material blir divisioner med koefficienter betydelselösa.	
Vi har cementtyp R (= Rapid, snabb hållfasthetstillväxt gäller för CEM II/A-LL 42,5 R), betong C 30/37. Antag $t_0 = 14 \text{ dygn}$. Vi har $h = 230 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 2h = 460 \text{ mm}$. Vi får $\phi(\infty, t_0) = 2,3$ (se FIGUR 4.1 nedan).	Kryptalet beräknas enligt EK 2, avsnitt 3.1.4. Man kan använda figur 3.1a som gäller inomhusförhållanden med $RH = 50 \%$. Man behöver då ha tillgång till ålder vid pålastning t_0 , cementtyp (se EK 2, avsnitt 3.1.2), hållfasthetsklass samt fiktiv betongtjocklek h_0 (som för en platta på mark som i princip endast kan torka uppåt är $h_0 = 2h$, där $h =$ plattjockleken).	



FIGUR 4.1. Bestämning av kryptalet enligt EK 2.

Dimensioneringsvärden bestäms genom multiplikation med en koefficient α_{cc} eller α_{ct} som beaktar långtidseffekter (i vårt land är $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$) och division med partialkoefficienten γ_C för betong ($\gamma_C = 1,5$).	EK 2, avsnitt 3.1.6 och 2.4.2.4	
Vi får $f_{cc} = 30/1,5 = 20,0$ MPa $f_{ct} = 2,0/1,5 = 1,33$ MPa		
Karakteristisk böjdraghållfasthet $f_{ctk} = 4,60$ MPa $f_{c,fl} = f_{c,fd} = 4,60/1,5 = 3,07$ MPa	Betongrapport nr 4, fig. 3.6 s. 42. Diagrammet bygger på kända samband mellan kubhållfasthet och böjdraghållfasthet, bl.a. använda vid dimensionering av betongvägar. Att använda EK 2 för bestämning av böjdraghållfasthet ger ett orimligt lågt värde och därmed orimligt stora erforderliga plattjocklekar.	
<u>Dimensionering i brottgränstillståndet</u>		
Dimensionering genomförs för följande fall: <ul style="list-style-type: none"> - Böjande moment under korttidslast (hjulasten) - Böjande moment under långtidslast (punktlasten) - Genomstansning under korttidslast (punktlasten) 	Punktlasten står på en liten yta varför vi studerar fallet genomstansning för punktlasten och korttidslast.	
<u>Alternativ A. Armerad betong.</u>		
Antag plattjockleken $h = 230$ mm med armeringen placerad i såväl under- som överkant (dubbelarmering).		
Betonggolvet momentkapacitet:	Vi förutsätter osprucken betong och försummar armeringen. Använd ekv. C.2 i bilaga C.	267

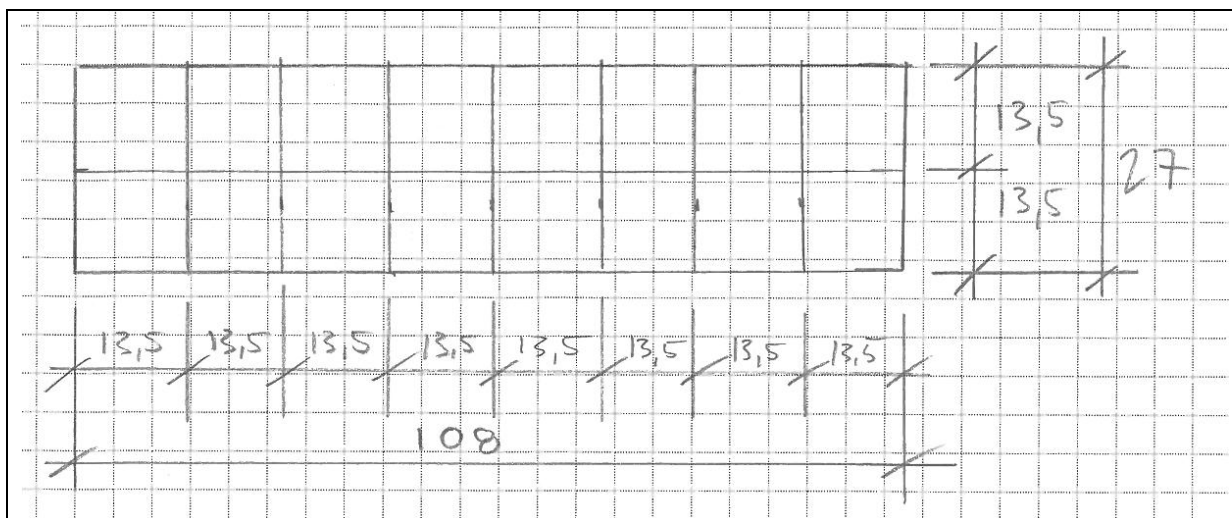
$m_d = \frac{f_{c,fl} h^2}{6} = \frac{3,07 \cdot 0,23^2}{6} = 0,02704 \text{ MNm/m} = 27,0 \text{ kNm/m}$		
<p>Täckskiktet i underkant bör vara minst $TB = 35$ mm.</p> <p>Täckskiktet i överkant bör vara minst $TB = 30$ mm.</p>	<p>Täckskiktet bör i överkant vara minst 35 mm enligt avsnitt 1.1.3. Lagret under betongen bör vara väl avjämnat och försett med en PE-folie.</p> <p>I överkant bör $TB = d_{\max} + 5 \text{ mm} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$.</p>	40-41
<p>Erforderlig armering för sprickbegränsning beräknas med ekvation 6.41:</p> $A_s \sigma_s \geq A_{ef} f_{cth}$ <p>där σ_s är det största värdet av f_{yk} och 420 MPa samt $f_{cth} = a \cdot f_{ctk}$. För sprickbreddsklass II sätts $a = 1,5$.</p> <p>Ekvationen kan omskrivas enligt följande:</p> $\rho = \frac{a \cdot f_{ctk}}{\sigma_s} = \frac{1,5 \cdot 2,0}{420} = 0,71 \%$	<p>För sprickbreddsklass II skall <i>hela</i> betongtvärsnittet medräknas.</p>	167, 47
<p>Avståndet s mellan stängerna i näten kan beräknas med följande ekvation:</p> $s \leq 2 \cdot \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{h \cdot \rho} = 2 \cdot \frac{\pi \cdot 12^2 / 4}{230 \cdot 0,0068} = 137 \text{ mm} \Rightarrow$ <p>Välj armeringsnät Nps 500 $\Phi 12$ s 130 mm som placeras med täckskiktet 35 mm i underkant och Nps 500 $\Phi 12$ s 130 mm med täckskiktet 35 mm i överkant.</p>	<p>Faktorn 2 i ekvationen beror på att avståndet kan dubbleras eftersom vi har två nät i plattan.</p>	
<p>Vi förutsätter sprucket tvärsnitt.</p> $m = \sigma_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot \sigma_s \cdot \rho \cdot d^2$ $m' = 0,9 \cdot \sigma_s \cdot \rho' \cdot (d')^2$	<p>Mittenledet av ekvationen ges av överslagsberäkningen i bilaga C.</p> <p>Här skall armeringsinnehållen ρ och ρ' beräknas i relation till de effektiva höjderna d och d'.</p>	Ekv. C.11, 268
<p>Vi förutsätter flytning i armeringen (normalarmerat tvärsnitt). Vi får $\sigma_s = \frac{f_{st}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$</p> <p>Effektiva höjden $d = h - TB - \Phi = 230 - 35 - 12 = 183 \text{ mm}$ (medeltal för två vinkelräta riktningar). Vi får</p> $\rho = \frac{\pi \cdot \phi^2 / 4}{d \cdot s} = \frac{\pi \cdot 12^2 / 4}{183 \cdot 130} = 0,00475$ <p>och</p> $m_x = m_y = m = 435 \cdot 0,00475 \cdot 0,9 \cdot 0,183^2 = 0,0623 \text{ MNm/m} = 62,3 \text{ kNm/m}$ <p>Effektiva höjden $d' = h - TB - \Phi = 230 - 30 - 12 = 188 \text{ mm}$ (medeltal för två vinkelräta riktningar).</p>	<p>Armeringsspänningen σ_s beräknas med hjälp av partialkoefficienten för armeringsstål enligt EK 2, avsnitt 2.4.2.4.</p>	

<p>Vi får</p> $\rho' = \frac{\pi \cdot \phi^2 / 4}{d' \cdot s} = \frac{\pi \cdot 12^2 / 4}{188 \cdot 130} = 0,00463$ <p>och</p> $m_x' = m_y' = m' = 435 \cdot 0,00463 \cdot 0,9 \cdot 0,188^2 = 0,0640 \text{ MNm/m} = 64,0 \text{ kNm/m}$		
<p><i>Korttidslast (böjande moment)</i></p> <p>Aktuell last är $F_d = 85 \text{ kN}$ med belastningsradien $a = 0,37 \text{ m}$.</p>		
<p>Antag osprucken betong – elastisk analys.</p> <p>Styvhetsradien r behövs för bestämning av moment med hjälp av diagrambilagan B och kan beräknas med ekv. 6.23:</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)}}{\frac{E_g}{1-\nu_g^2}}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,23^3}{12(1-0,2^2)}}{50}} = 1,069 \text{ m}$ <p>Vi börjar med inre enstaka last och använder diagram 2 i bilaga B. För små värden på a/r finns en praktisk ekvation (även återgiven i huvudtexten som ekv. 6.25). Här gäller följande:</p> $a/r = 0,37/1,069 = 0,345 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) = 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,345 = 0,189$ <p>Lastkapaciteten vid korttidslast för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,189 = 27,0/0,189 = 142,9 \text{ kN}$.</p>	<p>Klokt att börja med elastisk analys.</p>	<p>161 254</p>
<p>För enstaka last nära kant används diagram 3 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,345$ fås $M_{\max}/P = 0,42$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,42 = 27,0/0,42 = 64,7 \text{ kN}$.</p>	<p>Lasten behöver inte stå mitt mellan två fogar. Den kan även stå intill en fog. Däremot räknar vi med att den inte kan stå vid en kant, det förhindrar väggen.</p>	<p>255</p>
<p>Vi förutsätter att armeringen löper oavkortad genom fogarna. Vi kan då räkna med en lastöverföringsförmåga $W \geq 70 \%$. Belastad sida av fogen får då lasten $(1 - W/200) \cdot F_d$ medan obelastad sida får lasten $(W/200) \cdot F_d$. Omvänt kan vi multiplicera lastkapaciteten intill fogen med</p>	<p>Lastkapaciteten är även i fogen litet större än aktuell hjullast. Risken är ändå ganska stor för en spricka, inte minst vid förhindrad krympning. Vi bör därför undersöka det armerade tvärsnittet.</p>	<p>155</p>

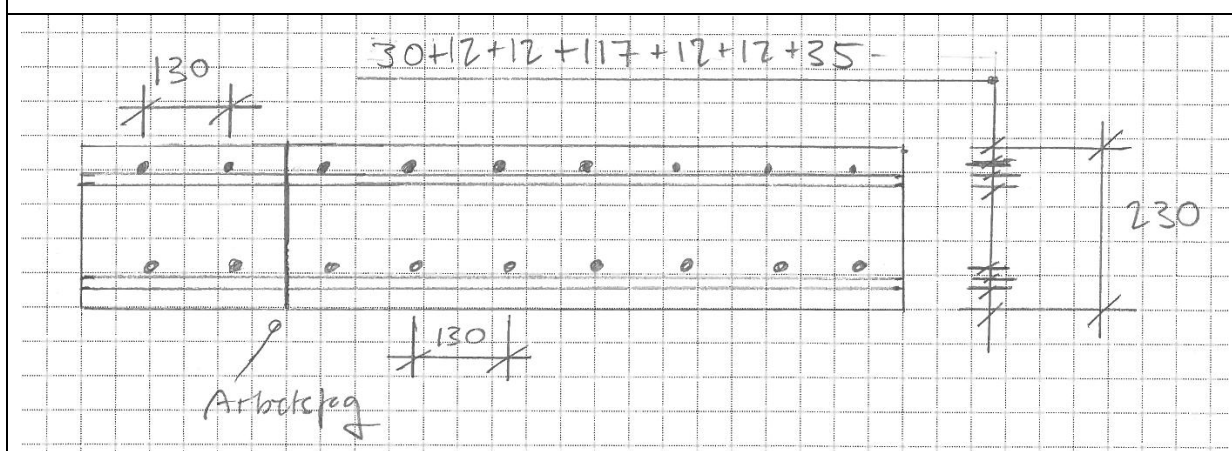
<p>faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får</p> $\frac{64,7}{1 - 70/200} = 99,5 \text{ kN}$		
<p>Vi använder brottlinjeteorin. Diagram 8 i bilaga B behandlar inre enstaka last.</p> <p>För $a/r = 0,345$ fås $M_{\max}/P = 0,064$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} (m_d + m_d')/0,064 = 0,5 \cdot (62,3 + 64,0)/0,064 = \underline{987 \text{ kN}} \gg \underline{F_d = 85 \text{ kN}} \Rightarrow \text{OK}$.</p>	<p>Observera att diagrammet ger värden på kvoten M/P. Vi ser att $M/P \rightarrow 0,079$ då $a/r \rightarrow 0$. I upphovsmannen Anders Losbergs (1961) diagram visas $(M+M')/P$ som går mot $0,159 = 2 \cdot 0,079 = 1/(2\pi)$ då $a/r \rightarrow 0$. Diagrammen har alltså samma gränsvärde då $M = M'$. Diagram 8 har upprättats för fiberbetong som automatiskt har samma kapacitet i underkant som överkant, dvs. villkoret $M = M'$ är alltid uppfyllt.</p> <p>Nu använder vi diagrammet för armerad betong och specialfallet $m' \approx m$. Lastkapaciteten P kan då relateras till medelvärdet av m och m'.</p>	260
<p>Diagram 10 i bilaga B behandlar enstaka last vid kant.</p> <p>För $a/r = 0,345$ fås $M_{\max}/P = 0,135$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} (m_d + m_d')/0,135 = 0,5 \cdot (62,3 + 64,0)/0,135 = 468 \text{ kN} \gg \underline{F_d = 85 \text{ kN}} \Rightarrow \text{OK}$.</p>	<p>Använd kurva 2). Den ger högre värden på kvoten M_{\max}/P vilket innebär en beräkning på säkra sidan. Även här måste vi multiplicera med 0,5. (Diagrammet är uppritat för fiberbetong.)</p>	262
<p>Vi multiplicerar lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får</p> $\frac{468}{1 - 70/200} = 720 \text{ kN} \gg \underline{F_d = 85 \text{ kN}} \Rightarrow \text{OK}$	<p>Bärförmågan är i samtliga fall (mitt, kant & fog) väsentligt större än aktuell hjullast.</p>	
<p>Långtidslast (böjande moment)</p> <p>Aktuell last är $P_d = 191 \text{ kN}$ med belastningsradien $a = 0,135 \text{ m}$.</p>		
<p>Antag osprucken betong – elastisk analys.</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,23^3}{12(1 - 0,2^2)}}{10}} = 0,1829 \text{ m}$ <p>Vi börjar med inre enstaka last och använder diagram 2 i bilaga B. Här gäller följande:</p> $a/r = 0,135/1,829 = 0,074 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) =$ $= 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,074 = 0,312$ <p>Lastkapaciteten vid korttidslast för böjande moment blir</p>	<p>Man kan fundera på ifall man skall använda en effektiv E-modul som beaktar inverkan av betongens krypning ($E^* = E/(1 + \phi)$, där $\phi =$ kryptalet) i stället för det vanliga värdet. P.g.a. osäkerheten i övriga parametrar har hänsyn inte tagits till detta här. Beräkningen kommer att bli på säker sida (bärförmågan underskattas).</p>	161 254

$P_{\max} = m_d/0,312 = 27,0/0,312 = 86,6 \text{ kN}.$		
	Lastkapaciteten är otillräcklig redan för fallet med inre last. Vi övergår till det armerade tvärsnittet.	
Brottlinjeteorin. Enstaka inre last, diagram 8 i bilaga B. För $a/r = 0,074$ fås $M_{\max}/P = 0,075$ Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} (m_d + m_d')/0,075 = 0,5(62,3 + 64,0)/0,075 = 842 \text{ kN} \gg P_d = 191 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}.$		260
Enstaka last vid kant, diagram 10 i bilaga B. För $a/r = 0,074$ fås $M_{\max}/P = 0,165$ Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = \frac{1}{2} (m_d + m_d')/0,165 = 0,5 \cdot (62,3 + 64,0)/0,165 = 383 \text{ kN} \gg F_d = 85 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}.$		262
Vi multiplicerar lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får $\frac{382}{1 - 70/200} = 589 \text{ kN} \gg \gg P_d = 191 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}.$	Bärförmågan är i samtliga fall (mitt, kant & fog) större än aktuell hjullast.	
<i>Kortidslast (genomstansning)</i> Aktuell last är $P_d = 191 \text{ kN}$ med belastning på en kvadrat med sidan $b = 0,12 \text{ m}.$		
Bärförmågan (per ytenhet) kan enligt EK 2 beräknas med följande formel och aktuella värden: $v_{\text{Rd,c}} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{\text{Rd,c}} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{\text{ck}})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \\ v_{\text{min}} + k_1 \cdot \sigma_{\text{cp}} \end{array} \right.$ där $C_{\text{Rd,c}} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ men här } 1 + \sqrt{\frac{200}{183}} = 2,05 \Rightarrow k = 2,0$ $\rho_1 = \sqrt{\rho_{\text{ly}} \cdot \rho_{\text{lz}}} \leq 0,02; \text{ Här: } \rho_1 = \rho = 0,00475$ $f_{\text{ck}} = 30 \text{ MPa}$ $k_1 = 0,1$ $\sigma_{\text{cp}} = (\sigma_{\text{cy}} + \sigma_{\text{cz}})/2 = 0$ (Här: inga tryckspänningar)	Betongrapport nr 13 citerar BBK 04, men här bör man numera (2011) använda EK 2, avsnitt 6.4.	165

$v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} =$ $= 0,035 \cdot \sqrt{2^3 \cdot 30} = 0,54 \text{ MPa}$ $v_{Rd,c} =$ $= \max \begin{cases} 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,00553 \cdot 30)^{1/3} + 0 = 0,58 \\ 0,54 + 0 = 0,54 \end{cases}$ $= 0,58 \text{ MPa}$ <p>Kapaciteten bestäms i ett grundkontrollsnitt som ligger $2d$ utanför belastningsytan som här är en kvadrat med sidan $b = 0,12$ m. Grundkontrollsnittets omkrets blir</p> $u_1 = 2\pi \cdot 2d + 4b =$ $= 2\pi \cdot 2 \cdot 0,183 + 4 \cdot 0,12 = 2,78 \text{ m}$ <p>Vi får</p> $V_R = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 0,58 \cdot 2,78 \cdot 0,183 =$ $= 0,296 \text{ MN} = 296 \text{ kN}$		
<p>Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 296 \text{ kN} >$ värdet på dimensionerande punktlast $P_d = 191 \text{ kN}$ \Rightarrow OK. Detta gäller centrisk belastning i det inre av golvet.</p> <p>Men lasten kan även ligga nära plattans kant och i värsta fall även nära lastens hörn. Man kan uppskatta effekten av detta genom att multiplicera lasten med en koefficient β ($\beta > 1$) som har de approximativa värdena $\beta = 1,4$ vid kant och $\beta = 1,5$ vid hörn.</p> <p>I det värsta fallet får vi $\beta \cdot P_d = 1,5 \cdot 191 = 287 \text{ kN}$. Vi ser att bärförmågan är tillräcklig även för det fallet.</p>	<p>Se EK 2, avsnitt 6.4.3 och figur 6.21N.</p>	
<p>Vi väljer armerad betong med tjockleken $h = 230$ mm och armering Nps 500 $\Phi 12$ s 130 mm i såväl över- som underkant.</p>	<p>Valt golv klarar alltså såväl kort- som långtidslaster och såväl böjande moment som genomstansning. Det är fallet genomstansning som är dimensionerande.</p>	



FIGUR 4.2. Plan över betonggolvet med inritade arbetsfogar. Mått i m.



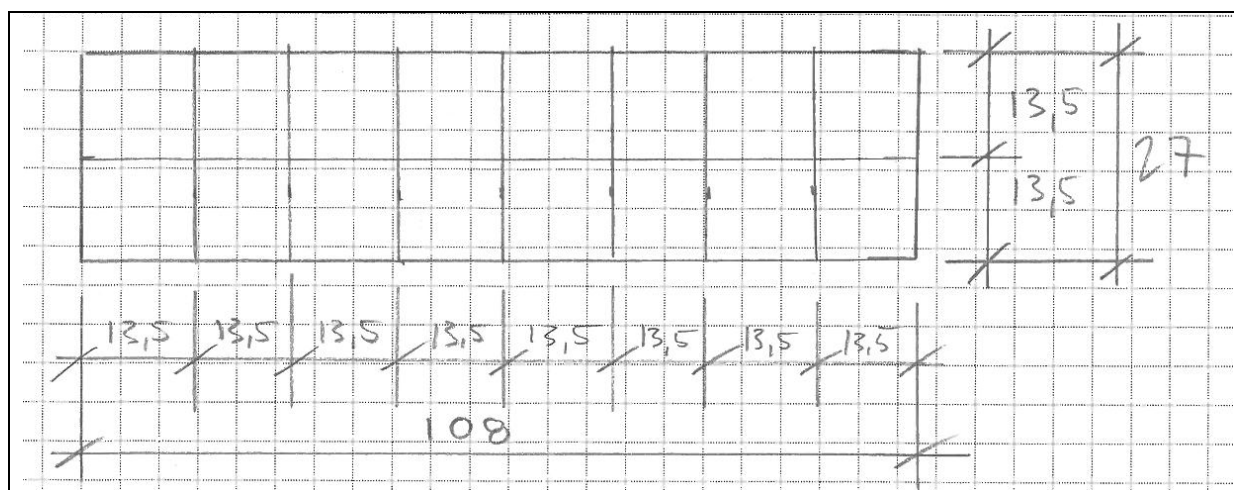
FIGUR 4.3. Sektion över armerat betonggolv med sågad fog. Fogdjupet skall vara 1/3 av tjockleken, dvs. c:a 50 mm. Mått i mm.

Alternativ B. Fiberbetong.		
<p>Vi provar tjockleken $h = 260$ mm.</p> <p>Vi väljer betong C 30/37 med samma utgångsrecept och samma egenskaper som för alternativ A.</p> <p>Ställ krav på betongleverantören att förprova en fiberbetong som når residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,30}$ och $R_{10,50}$ når värdena 70 resp. 60 %.</p>	<p>Man kan börja med att undersöka samma tjocklek som för den armerade betongplattan i alternativ A (dvs. 230 mm). Beräkningarna nedan kommer dock att visa att fiberbetongen behöver vara 260 mm för att klara samtliga lastfall.</p> <p>Enligt avsnitt 6.4.16 bör man välja en betong med $R_{10,20} \geq 70$ % för sprickbreddsklass II.</p> <p>Enligt Betongrapport nr 4 bör man ställa utökade krav på seghet för att kunna hantera sprickor p.g.a. förhindrad krympning.</p> <p>Det är alltid vanskligt att ange fibertyper och fiberhalter, men en fiber med slankheten $\lambda_f \geq 60$ och försedd med ändförankring samt fiberhalten $\rho_f = 55 \text{ kg/m}^3$ kan utgöra startvärden för förprovnigen.</p>	169

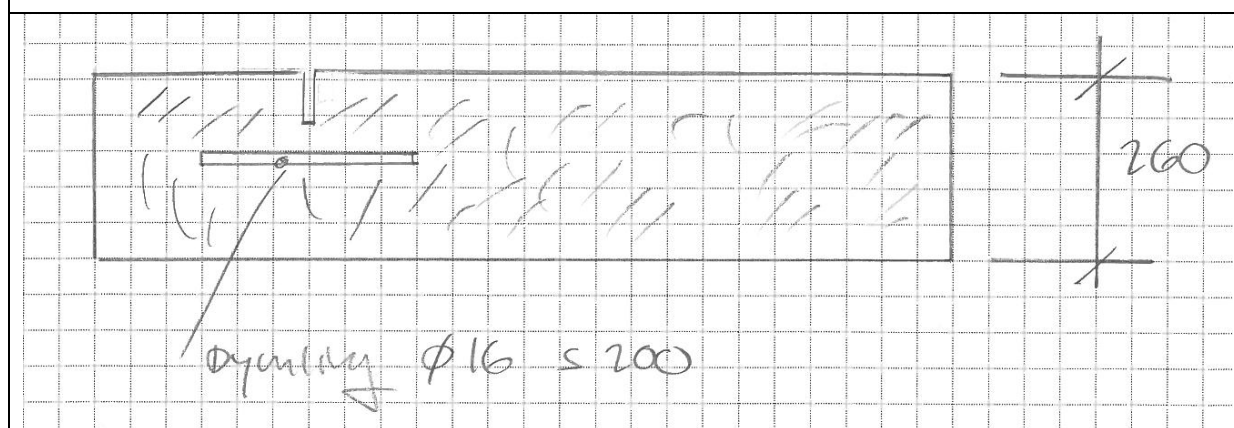
<p>Fiberbetongens dimensioneringsvärde i sprucket stadium $f_t = f_{fcr} \times R_{10,50} / 100 = 3,07 \times 60 / 100 = 1,84$ MPa.</p>	<p>Ekvationen finns som andra delen av ekv. 7.4 i avsnitt 7.6.1.</p> <p>Fiberbetongens dimensioneringsvärde för böjdraghållfasthet vid uppsprickning f_{fcr} sätts till $f_{fcr} = f_{c,fl,d}$, där $f_{c,fl,d}$ = böjdraghållfastheten för motsvarande betong C 30/37 utan fibrer, se "Materialval" ovan.</p> <p>Vi väljer att basera beräkningen på $R_{10,50}$. Därmed kan uppsprickning p.g.a. förhindrad krympning inneslutas.</p>	203
<p>Fiberbetonggolvet momentkapacitet:</p> $m_d = m'_d = \frac{f_{c,fl} h^2}{6} = \frac{1,84 \cdot 0,26^2}{6} = 0,0207 \text{ MNm/m} = 20,7 \text{ kNm/m}$		267
<p>Korttidslast (böjande moment)</p> <p>Aktuell last är $F_d = 85$ kN med belastningsradien $a = 0,368$ m.</p>		
<p>Prova med elastisk analys.</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,26^3}{12(1-0,2^2)}}{50}} = 1,209 \text{ m}$ <p>Inre enstaka last.</p> $a/r = 0,368/1,209 = 0,305 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) = 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,305 = 0,199$ <p>Lastkapaciteten vid korttidslast för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,199 = 20,7/0,199 = 104$ kN $> F_d = 85$ kN \Rightarrow OK.</p>		161 254
<p>För enstaka last nära kant används diagram 3 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,305$ fås $M_{\max}/P = 0,442$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,442 = 20,7/0,442 = 46,9$ kN.</p>	<p>Lasten behöver inte stå mitt mellan två fogar. Den kan även stå intill en fog. Däremot räknar vi med att den inte kan stå vid en kant, det förhindrar vägen.</p>	255
<p>Vi förutsätter dymlade fogar. Vi kan då räkna med en lastöverföringsförmåga $W \geq 70$ %. Belastad sida av fogen får då lasten $(1 - W/200) \cdot F_d$ medan obelastad sida får lasten $(W/200) \cdot F_d$. Omvänt kan vi multiplicera lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får</p> $\frac{46,9}{1 - 70/200} = 72,2 \text{ kN}$	<p>Lastkapaciteten är otillräcklig i fogen. Vi måste därför undersöka det "armerade" tvärsnittet, dvs.. brottlinjeteori för sprucken fiberbetong.</p>	155

Lastkapaciteten i fogen är $72 \text{ kN} < F_d = 85 \text{ kN}$.		
Brottlinjeteorin, inre enstaka last, diagram 8 i bilaga B. För $a/r = 0,305$ fås $M_{\max}/P = M'_{\max}/P = 0,066$ Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,066 = 20,7/0,066 = \underline{314 \text{ kN}} > \underline{F_d = 85 \text{ kN}} \Rightarrow \text{OK}$.		260
Enstaka last vid kant, diagram 10 i bilaga B. För $a/r = 0,305$ fås $M_{\max}/P = M'_{\max}/P = 0,138$ Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,138 = 20,7/0,138 = \underline{150 \text{ kN}} > \underline{F_d = 85 \text{ kN}} \Rightarrow \text{OK}$.		262
Lastöverföringen antas fortfarande vara 70 %. Vi får $\frac{150}{1 - 70/200} = 231 \text{ kN}$ Lastkapaciteten i fogen är $\underline{231 \text{ kN}} > \underline{F_d = 85 \text{ kN}} \Rightarrow \text{OK}$.		
	Bärförmågan är i samtliga fall (mitt, kant & fog) större eller väsentligt större än aktuell hjullast.	
<i>Långtidslast (böjande moment)</i> Aktuell last är $P_d = 191 \text{ kN}$ med belastningsradien $a = 0,135 \text{ m}$.		
Antag osprucken betong – elastisk analys. $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)}}{\frac{E_g}{1-\nu_g^2}}} =$ $= \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{33000 \cdot 0,26^3}{12(1-0,2^2)}}{10}} = 2,067 \text{ m}$ $a/r = 0,135/2,067 = 0,065 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) =$ $= 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,065 = 0,322$ Lastkapaciteten vid långtidslast för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,322 = 20,7/0,322 = 64 \text{ kN}$.		161 254
	Lastkapaciteten är otillräcklig redan för fallet med inre last. Vi övergår till brottlinjeteori.	
Brottlinjeteorin. Enstaka inre last, diagram 8 i bilaga B. För $a/r = 0,065$ fås $M_{\max}/P = 0,076$ Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,076 =$		260

$20,7/0,076 = 273 \text{ kN} > P_d = 191 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK.}$		
<p>Enstaka last vid kant, diagram 10 i bilaga B.</p> <p>För $a/r = 0,065$ fås $M_{\max}/P = 0,166$</p> <p>Lastkapaciteten blir här $P_{\max} = m_d/0,166 =$ $= 20,7/0,166 = 125 \text{ kN.}$</p>		262
<p>Vi multiplicerar lastkapaciteten intill fogen med faktorn $\frac{1}{1 - W/200}$. Vi får</p> $\frac{125}{1 - 70/200} = 192 \text{ kN} > P_d = 191 \text{ kN.}$ <p>Vi ser att lastkapaciteten i fogen är 192 kN och alltså något större än aktuell last.</p>	<p>Bärförmågan är i aktuella fall (mitt & fog) större än aktuell hjullast.</p> <p>Detta lastfall är det dimensionerande lastfallet.</p>	
<p><i>Kortidslast (genomstansning)</i></p> <p>Aktuell last är $P_d = 191 \text{ kN}$ med belastning på en kvadrat med sidan $b = 0,12 \text{ m.}$</p>		
<p>Fiberbetongplattan kontrolleras för genomstansning. Vi kan använda ekvation (6.34) och (6.36). Vi har följande indata:</p> $u_1 = 2\pi \cdot h/2 + 4 \cdot b = \pi \cdot 0,260 + 4 \cdot 0,12 =$ $= 1,297 \text{ m}$ $\xi = 1,4 \text{ (gäller för } d < 0,2 \text{ m)}$ $\eta = 1,0 \text{ (centrisk last)}$ $C = 0,45$ $f_{cfl} = 3,07 \text{ MPa}$ $\zeta = 2 - R/100 = 2 - 60/100 = 1,4$ <p>Vi får:</p> $f_{v1} = \frac{\xi}{1,4} \cdot C \cdot \frac{f_{cfl}}{\zeta} = \frac{1,4}{1,4} \cdot 0,45 \cdot \frac{3,07}{1,4} = 0,986 \text{ MPa}$ <p>och</p> $V_u = \eta \cdot u_1 \cdot h \cdot f_{v1} = 1,0 \cdot 1,297 \cdot 0,260 \cdot 0,986 =$ $= 0,332 \text{ MN} = 332 \text{ kN}$ <p>Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 332 \text{ kN} >$ värdet på dimensionerande punktlast $P_d = 191 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK.}$</p> <p>Marginalen är så stor att vi även klarar belastning för last nära kant och hörn utan närmare utredning.</p>	<p>Försök visar att man kan använda ekvationerna (6.34) och (6.36) för att bestämma genomstansningslasten för en fiberbetongplatta på mark. Härvidlag ersätts den effektiva höjden d för en armerad platta med hela plattans tjocklek h.</p> <p>Vid bestämning av spricksäkerhetsfaktorn ζ använder vi det högre kravet på seghet, nämligen $R_{10,50}$, som här har värdet $R = 60 \%$.</p> <p>EK 2 behandlar inte fiberbetong. I Sverige har vi tidigare med gott resultat användning en modifiering av BBK:s ekvationer för stansning. F.n. är det därför lämpligast att fortsätta att använda det tillvägagångssättet.</p>	165
<p>Vi väljer fiberbetong med tjockleken $h = 260 \text{ mm.}$</p>	<p>Valt golv klarar alltså såväl kort- som långtidslaster och såväl böjande moment som genomstansning.</p>	



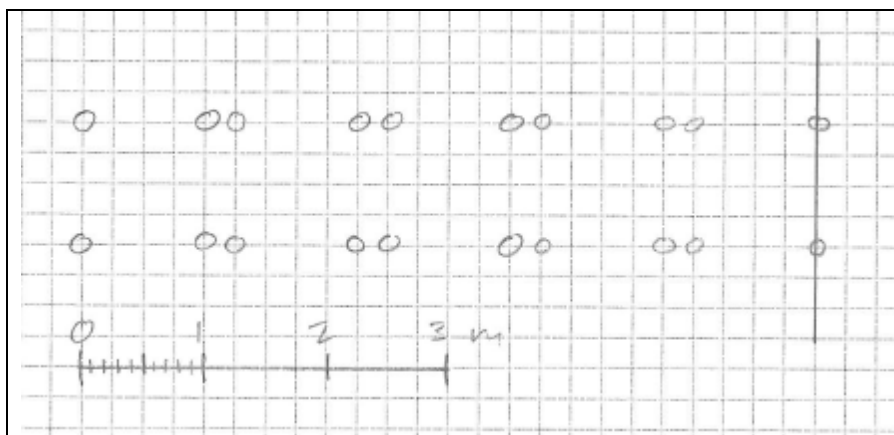
FIGUR 4.4. Plan över betonggolvet med inritade sågade fogar. Mått i m.



FIGUR 4.5. Sektion över fiberbetonggolv med sågad och dymlad fog. Fogdjupet skall vara 1/3 av tjockleken, dvs. c:a 85 mm. Mått i mm.

<u>Dimensionering i bruksgränstillståndet</u>		
<u>Deformationer</u>		
Tillåtna värden: För aktuell golvklass (FR2) gäller kravet att höjdskillnaden skall vara $\delta_{krav} < 5.5 \text{ mm}$ inom ett rutmönster med punkter på 3 m avstånd från varandra.	Se tabell 1.12.	43
Nedböjningen δ under en punktlast F kan beräknas med följande ekvation: $\delta = \frac{Fr^2}{8D}$, där D = plattans böjstyvhetsradie och r = styvhetsradie.	Ekvationen gäller en inre last på en elastisk platta på en elastisk fjäderbädd. Se t.ex. Timoshenko & Woinowsky-Krieger (1959) eller Silfwerbrand (1995).	
Intill fogar måste man räkna med att nedböjningen kan vara 50 till 100 % större.	Se Betongrapport nr 4, s. 65.	
Här sätter vi lasten till $F = P_d = 140 \text{ kN}$.	Partialkoefficienten $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,0$ i bruksgränstillståndet.	
<u>Alt. A. Armerad betong</u>		
<i>Osprucket stadium</i>	Vi väljer långtidslasten och motsvarande styvhetsradie.	

$D = \frac{E}{1 + \varphi} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{33000}{1 + 2,3} \cdot \frac{0,230^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} =$ $= 10,56 \text{ MNm}^2/\text{m}$ $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 10,0}{10}} = 1,228 \text{ m}$ <p>Vi får:</p> $\delta = \frac{Fr^2}{8D} = \frac{230 \cdot 1,228^2}{8 \cdot 10,56} = 2,50 \text{ mm}$		
<p><i>Sprucket stadium</i></p> $D = E_s \rho d^3 (1 - \eta)(1 - \eta/3) \text{ där}$ $\eta = \frac{E_s}{E_c} \cdot \rho \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\frac{E_s}{E_c} \cdot \rho}} - 1 \right) \text{ och}$ <p>E_s = stålets E-modul, E_c = betongens E-modul, ρ = armeringsinnehållet och d = effektiva höjden.</p>	<p>Se t.ex. Silfwerbrand (1995). Hjälpparametern η uttrycker relativa tryckzonshöjden, dvs. x/d.</p>	
$\alpha = \frac{E_s}{E_c / (1 + \varphi)} = \frac{210}{33 / (1 + 2,3)} = 21$ $\eta = 21 \cdot 0,00475 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{21 \cdot 0,00475}} - 1 \right) =$ $= 0,358$ $D =$ $= 210000 \cdot 0,00475 \cdot (1 - 0,358) \cdot (1 - 0,358/3) =$ $= 3,46 \text{ MNm}^2/\text{m}$	<p>Vi inför hjälpparametern α som uttrycker relationen mellan stålets och betongens E-modul då betongens kryptal beaktas (= effektiv E-modul för betong).</p>	
$r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 3,46}{10}} = 0,847 \text{ m}$ <p>Vi får:</p> $\delta = \frac{Fr^2}{8D} = \frac{140 \cdot 0,847^2}{8 \cdot 3,46} = 3,63 \text{ mm}$		
<p>Slutsats: Den armerade betongen kommer sannolikt att spricka. För de inre delarna får vi räkna med en nedböjning under långtidslasten på drygt 3,5 mm, invid fogar <u>5 till 7 mm</u>.</p> <p>Mellan fogarna uppfylls $\delta_{\text{krav}} < 5,5 \text{ mm}$. Vid olycklig placering av punktlasten kan nedböjningen komma att överstiga kravet. Men i praktiken är punktlasterna många och tämligen närliggande (< 3 m vilket utgör mätlängd vid kravet) varför detta fall knappast kommer att uppstå (FIGUR 4.6).</p>		



FIGUR 4.6. Schematisk figur som visar att lasterna ligger så pass tätt att en ojämnhet över en $3 \times 3 \text{ m}^2$ yta inte kan bli så stor som 7 mm.

<u>Alt. B. Fiberbetong</u>		
<i>Osprucket stadium</i>	Redan för armerad betong blir deformationen för osprucket stadium liten. Fiberbetongplattan är tjockare varför deformationen blir ännu mindre. Vi kan därför gå direkt på sprucket stadium.	
<p><i>Sprucket stadium</i></p> $D = 0,1 \cdot \frac{E}{1 + \varphi} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} =$ $= 0,1 \cdot \frac{33000}{1 + 2,3} \cdot \frac{0,260^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 1,53 \text{ MNm}^2/\text{m}$ $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 1,53}{10}} = 0,644 \text{ m}$ <p>Vi får:</p> $\delta = \frac{Fr^2}{8D} = \frac{140 \cdot 0,644^2}{8 \cdot 1,53} = 4,76 \text{ mm}$	Styvheten sjunker kraftigt efter uppsprickning. En uppskattning är att styvheten efter uppsprickning endast uppgår till 10 % av styvheten före uppsprickning (Hedebratt, 2012).	
<p>Slutsats: Fiberbetongen kommer sannolikt att spricka. För de inre delarna får vi räkna med en nedböjning under långtidslasten på drygt 4,5 mm, invid fogar <u>7-10 mm</u>.</p> <p>Mellan fogarna uppfylls $\delta_{krav} < 5,5 \text{ mm}$. Vid olycklig placering av punktlasten kan nedböjningen komma att överstiga kravet. Men i praktiken är punktlasterna många och tämligen närliggande ($< 3 \text{ m}$ vilket utgör mätlängd vid kravet) varför detta fall knappast kommer att uppstå.</p>		
<u>Sprickor</u>		
<p>Vi har valt sprickbreddsklass II.</p> <p>Vi kan då förvänta oss en fri krympning $\varepsilon_{cs} = 0,6 \text{ ‰}$.</p>	<p>Enligt en fotnot till tabell 1.15 kan sprickbredden bestämmas av geometri och aktuell krympning.</p> <p>Man kan uppskatta sprickbredden w som en produkt av sprickavståndet s och den fria krympningen ε_{cs}, dvs. w</p>	47

	$= s \cdot \varepsilon_{cs}$. I många fall är det dock svårt att bestämma inte bara sprickbredden utan också sprickavståndet.	
<u>Alt. A. Armerad betong</u>		
Fogavståndet är $L = 13,5$ m. Sprickbredden kan med hjälp av bilaga D uppskattas till 0,25 mm.	Ingemar Löfgren har utvecklat en beräkningsmetod för beräkning av sprickbredder i betongplattor som utsätts för förhindrad krympning. I bilaga D finns även ett antal diagram. Figur D.8 gäller en 10 m lång och 250 mm tjock enkelarmerad ($\Phi = 12$ mm) betongplatta i hållfasthetsklass C 30/37. Vi noterar att aktuell tjocklek (230 mm) och aktuellt fogavstånd (13,5 m) inte avviker nämnvärt från figurens värden, medan värdena på hållfasthet och armeringsdiameter är lika stora som i figuren. Dubbelarmering är väl så bra som enkelarmering, så vi kan lägga ihop armeringsinnehållen i under- och överkant. Vi får $\rho_{tot} = \rho + \rho' = 0,475 + 0,463 = 0,938$ %. För fri krympning $\varepsilon_{cs} = 0,6$ ‰ fås $w = 0,25$ mm.	282
<u>Alt. B. Fiberbetong</u>		
Sprickbredden kan uppskattas till c:a 1,2 mm vilket med tanke på beräkningsmetodens noggrannhet kan avrundas till 1 mm vilket överensstämmer med kravet för sprickbreddsklass II.	Betonggolvet ligger på ett bärlager av makadam. Enligt Betongrapport nr 4 kan man då uppskatta friktionskoefficienten till 1,5 à 2 beroende på grad av avjämning (tabell 4.2, s 62). Av tabell 4.4 i samma rapport framgår att fullt tvång utvecklas på ett fogavstånd $L = 30$ à $40 \cdot h$ för en sådan koefficient. Fullt tvång kommer att leda till uppsprickning. Utan fibrer borde man då kunna räkna med ett sprickavstånd på högst $s_{max} = 35 \cdot h = 35 \cdot 0,26 = 9$ m. I vårt fall bör minst en spricka slå upp mellan fogarna. Vi får $s = 13,5/2 = 6,8$ m. I fallet fiberbetong kan sprickavståndet förväntas sjunka mot faktorn $1/(1 - R/100)$. Med $R_{10,20} = 70$ % får faktorn värdet $1/(1 - 0,70) = 3,33$. Vi beräknar ett nytt sprickavstånd $s = 6,8/3,33 = 2,0$ m. Sprickbredden kan därför uppskattas till $w = s \cdot \varepsilon_{cs} = 2,0 \cdot 0,6 = 1,2$ mm.	170

4.5 Anvisningar för utförande

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Följ avsnitt 4.1, 4.1.1, 4.2.1, 4.3, 4.3.1, 4.6, 4.7.1, 4.7.3 och 4.7.4.		109-125

4.6 Kontroll

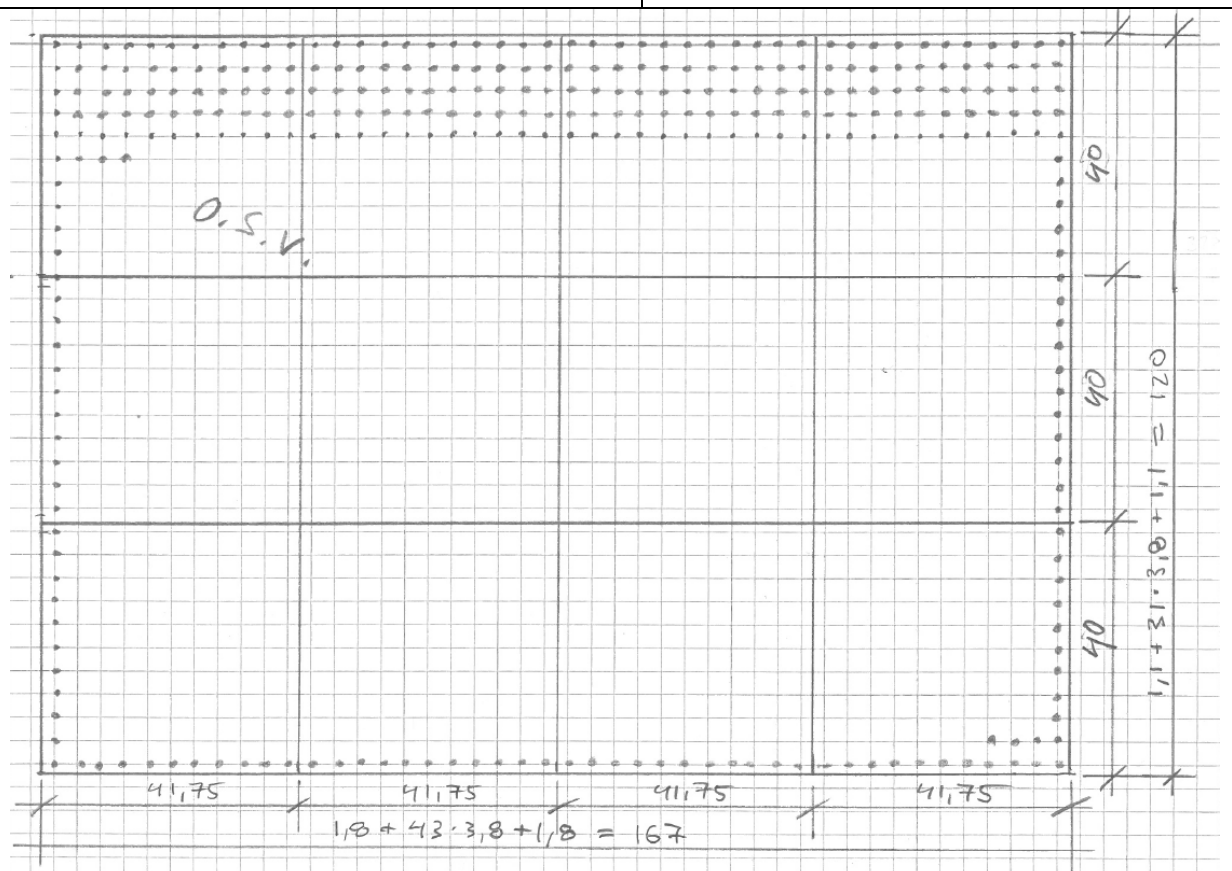
Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Dokumentation av geoteknisk undersökning som klargör jungfrulig lagerföljd.	Dokumentationen behövs för att säkerställa att antagna styvheter för underlaget är rimliga.	
Dokumentation av betong: Hållfasthetsklass Fri krympning		
Dokumentation av fiberbetong: Hållfasthetsklass Fri krympning Fibertyp Fiberlängd Fibermängd Böjgenskaper enligt Betongrapport nr 4, i synnerhet residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,30}$ och $R_{10,50}$		
Dokumentation av makadam: Säkerställ att materialet är tvättat Säkerställ att tjockleken är minst 150 mm	Se avsnitt 3.2.3.	87-88
Packningsgrad mark Underlagets planhet Armeringens mängd, montering och läge i höjd och plan Brunnar och andra installationers montering och läge i höjd och plan Kontrollera avvägning av banor, avstängare och laser mot referenshöjd. Färdig golvhöjd. Stäm av betongkvalitet, tider, mängder och leveransintervall med betongleverantör.	Kontroller före gjutning, se avsnitt 4.1.2.	110-111
Planhet för underlaget. Planhet för överyta. Att eventuella fall till brunnar och rännor utförs i	Kontroller under gjutning, se avsnitt 4.1.3.	111-112

<p>rätt omfattning och med rätt längd och lutning på fallet och med god kvalitet på handarbete.</p> <p>Att betongens konsistens inte har stora variationer (sättnåttvariation ca ± 20 mm).</p> <p>För fiberbetong: fiberhalt.</p>		
<p>Att golvens planhet motsvarar kravnivån.</p> <p>Att eventuella fall till brunnar och rännor finns i rätt omfattning, lutning etc.</p> <p>Att härdningen fungerar och att plastfolie ligger kvar och inte blåser av eller tas av för tidigt.</p> <p>Att temperaturen inte riskerar att falla under noll inom härdningsperioden, vilket medför risk för frysskador.</p> <p>Att solen inte värmer upp ohärdade ej membranhärdade eller ej täckta betongytor, vilket medför stor risk för snabb uttorkningskrympning.</p>	<p>Kontroller efter gjutning, se avsnitt 4.1.4.</p>	<p>112</p>

5 Exempel 3 – pålunderstödd platta

5.1 Orientering

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer
<p>Projektet avser ett höglager i en större stad i väst-Sverige. Byggnaden är 167 m lång och 120 m bred (= 20 000 m²) och takhöjden är minst 12 m.</p> <p>Hallen skall användas som lagerlokal för ett stort distributionsföretag.</p> <p>Eftersom undergrunden består av lera grundläggs byggnaden på pålar. Pålavståndet $L = 3,8$ m och den cirkulära pålskallen har diametern $\Phi = 0,7$ m. Pålarna placeras så att avståndet mellan korta väggen och 1:a radens pålar är 1,8 m medan avståndet mellan långa väggen och 1:a radens pålar är 1,1 m. Antalet pålar = $44 \times 32 = 1408$ (FIGUR 5.1).</p> <p>Aktuella laster utgörs av jämnt fördelad last $p = 35$ kN/m² och en punktlast $P = 60$ kN. De antas <u>inte</u> verka samtidigt.</p> <p>Arbetsfogar mellan dagsetapper läggs in i med måtten $41,75 \times 40,0$ m.</p>	<p>Aktuell information innehåller viktiga uppgifter men är likväl otillräcklig. Experten och beställaren går igenom vilka krav som skall ställas på golvet, se nästa avsnitt.</p> <p>Att avståndet från pålarna till väggarna är mindre än pålavståndet är väsentligt eftersom påkänningarna i ett yttre fält mellan pålar och fri kant är större än påkänningarna i ett inre fält mellan fyra pålar. Skillnaden mellan pålavståndet (3,8 m) och avståndet mellan påle och vägg (högst 1,8 m) är så pass stort att någon specifik dimensionering för yttre plattfält inte behöver göras.</p>



FIGUR 5.1. Golvet utgörs av en pålunderstödd platta med 44×32 pålar. Arbetsfogar läggs in med $c/c = 41,75$ m i långa riktningen och $c/c = 40$ m i korta riktningen.

5.2 Krav på golvet

Nr och rubrik	Vald kravnivå	Kommentarer	Sidor i Betong-rapport nr 13
1 Lastkapacitet	Utbredd last $p = 35$ kN/m ² Punktlast $P = 60$ kN	Lasterna är givna i förutsättningarna.	
2 Beständighet	Exponeringsklass X0 Livslängdsklass L50	Lokalen kommer att vara uppvärmd. Ingen hantering av kemikalier förväntas, heller ingen trafik av fordon som drar in salt i lokalen.	39-40
3 Slitstyrka	Kvalitetsklass A.	Gäller hårt belastade golv i industri- & lagerlokaler.	Tabell 10, 42
4 Slagstyrka	Inga ytterligare krav.	Det golv som klarar slitstyrkan klarar också normala krav på slagstyrka då inga slag normalt förväntas mot golvet.	42
5 <u>Jämnh</u> et, <u>buktighet</u> & <u>lutning</u>	Jämnhet svarande mot stålglättning.	Golvet kan karakteriseras som ”Bredgångslager – automatstyrda truckar - transportgångar”, dvs. golvklass FR2.	Tabell 1.12, 43
5 <u>Jämnh</u> et, <u>buktighet</u> & <u>lutning</u>	FR2	Golvet kan klassas som ett med ”fria rörelser” (dvs. utan ”styrd rörelseriktning”). Mellanklassen vad gäller buktning och lutning bör vara tillfyllest.	Tabell 1.14, 46
6. <u>Sprick-</u> <u>begränsning</u> & <u>fogar</u>	Sprickbreddsklass II	Beställaren är beredd att acceptera en viss, begränsad sprickbildning. Vi har vidare exponeringsklass X0 för vilken egentligen sprickbreddsklass III är tillräcklig.	Tabell 1.15, 47-49
6. <u>Sprick-</u> <u>begränsning</u> & <u>fogar</u>	Arbetsfogar som avslutar dagsetapper, 41,75×40,0 m.	Arbetsfogarna utförs med en speciell utformning (s.k. alfafogar). Notera att rörelsebehovet i fogen kan bli stort, även med en fri krympning = 0,6 ‰, får man räkna med att hantera upp till 42×0,6 = 25 mm.	
7. Fuktssäkerhet Markavvattning & dränering av ytvatten Skydd mot kapillär uppsugning Skydd mot påverkan av markfukt i ångfas Skydd mot påverkan av	Golvet skall skyddas mot ytvatten, kapillär uppsugning, markfukt samt byggfukt. (Om man önskar lägga på ett ytmaterial skall plattan ha torkat ut till $RF < 85$ % innan det läggs på.)	Lösningarna diskuteras nedan.	50 + 87-88

byggfukt			
8. Installationer & ingjutnings-gods	Rör läggs under plattan.	Figur 6.26 visar två exempel (B och C) med förläggning i bärlager resp. under bärlagret.	182
9. Utseende, kulör	Inga krav.	Betongens naturliga grå kulör och en viss grad av sprickbildning accepteras.	51
10. Dammfrihet	Måttliga krav på dammbindning.	Dammbindning med hjälp av grundering bör vara tillfyllest. Se nedan.	51-52 Tabell 5.1-5.2, 133-134
11. Täthet för vätska & gas	Inga krav.	Ingen hantering av flyktiga ämnen förväntas ske i lokalen. Marken innehåller heller inte hälsovådliga halter av radon.	52
12. Halk-säkerhet	Normala krav.	Stålglättning av ytan bör vara tillfyllest.	53
13. Rengör-barhet & hygien	Normala krav.	Dammbidning med hjälp av grundering uppfyller kraven. Hur ytan bör städas anges i tabell 5.3.	53 135
14. Gång-behaglighet	Inga krav.	Gångtrafiken kommer att vara tämligen liten. Betongytan bör vara tillfyllest.	53
15. Brand-motstånd & rökutveckling	Normala krav.	Betong kan inte brinna. Betongytan = färdig yta vilket gör att inga fler krav behöver ställas på golvet.	53
16. Undergrund	Toleransklass 1	Kravet handlar om bärlagrets tjocklek och lutning. Sprickbreddsklass II ställer krav på toleransklass 1.	Tabell 1.19, 56-57
17. Säkerhets-klass	Säkerhetsklass 2	Pålunderstödd platta med takhöjd > 5 m. Människor vistas dagligen i lokalen.	Tabell 1.17, 54

5.3 Materialval

Material	Tjocklek	Specifikation	Kommentarer	Sidor i Betong-rapport nr 13
Lera	>10 m		Förutsätts ha blivit känt genom en geoteknisk undersökning. Underlagets beskaffenhet och mäktighet gör att man har beslutat att grundlägga plattan på pålar.	
Makadam	150 mm	Bör lämpligen följa Trafik-verkets regelverk för bärlager.	Utgör både en förstärkning av undergrunden och dränering.	
Betong	Bestäms nedan.	Betong C 40/50 med $v_{ct} = 0,45$ och byggcement (CEM II/A-LL 42,5 R) Största sten-storlek	Sambandet mellan v_{ct} och hållfasthetsklass anges dels i en tabell 1.18, dels i avsnitt 3.3.4. I avsnitt 3.3.4 förordar kommittén ett $v_{ct} \approx 0,55$. Här har dock valts ett lägre värde på v_{ct} för att höja bärförmågan.	56, 93

		$d_{\max} = 25 \text{ mm.}$		
			Aktuell hållfasthetsklass svarar vidare mot kvalitetsklass B som tidigare valts för att ge erforderlig slitstyrka.	Tabell 1.11, 42
		Max fri krympning = 0,6 ‰.	Betongens fria krympning bör begränsas till 0,6 ‰. Låg krympning kan åstadkommas med största möjliga stenstorlek och största möjliga stenhalt. Vid behov kan man ytterligare sänka krympning genom inblandning av ett krympreducerande tillsatsmedel. Man bör fråga betongfabriken och be den säkerställa att kravet nås.	Tabell 1.15, 47
Armering	$\Phi 12 \text{ mm}$	Nps 500		
Fibrer	$d_f = 0,5 - 0,8 \text{ mm}$	Stålfibrer av fabrikat som uppfyller ställda branschkrav. Slankheten $l_f/d_f > 60$.	Val av stålfibrer bör göras i samråd med betongleverantör och/eller fiberleverantör.	
Dymlingar			Information om dymlingar finns i avsnitt 3.5.3.	101

5.4 Dimensionering av betonggolvet

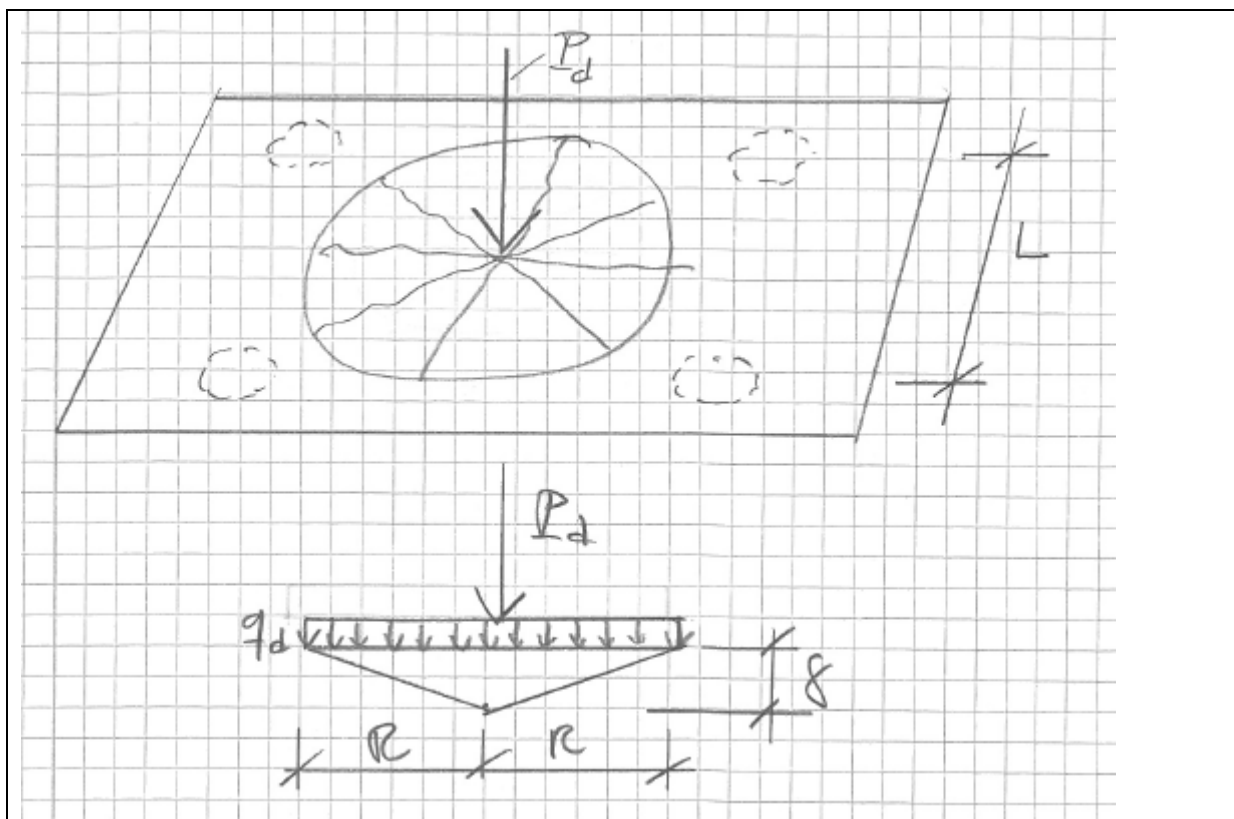
Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Laster</u>		
Karakteristiska laster Utbredd last $p = 35 \text{ kN/m}^2$	I detta fall är det bärande systemet en pålunderstödd platta. Med tanke på relationen mellan utbredd last ($p = 35 \text{ kN/m}^2$), pålavstånd ($L = 4,2 \text{ m}$) och punktlast ($P = 60 \text{ kN}$) torde den utbredda lasten vara dimensionerande.	
Punktlast $P = 60 \text{ kN}$. Punktlasten antas vara en långtidslast.		
Säkerhetsklass 2. Partialkoefficienter: $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,365$.	SS-EN 1990 innehåller grundläggande dimensioneringsregler med bl.a. partialkoefficienter för laster. Aktuell lastkombination skall hämtas för brottgränstillståndet STR, se Eurokod 2 (EK 2, SS-EN 1992-1-1). (Betongrapport nr 15 innehåller en bra sammanfattning på s. 1-6 – 1-8.) Vår utbredda last p kan ses som huvudlast och variabel last. I Betongrapport nr 15 finns en tabell 4	

	(s. 1-7) som visar att vi skall använda partialkoefficienten $\gamma_Q = 1,5$. Enligt Sveriges bilaga NA kan man multiplicera denna koefficient med en partialkoefficient γ_Q för säkerhetsklass (här = 2). Vi får $\gamma_d = 0,91$ och $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,5 \cdot 0,91 = 1,365$.	
Partialkoefficient för egentyngd $\gamma_G \cdot \gamma_d = 1,229$	Den utbredda lasten kombineras med plattans egentyngd. För egentyngd gäller $\gamma_G = 1,35$. På samma sätt som för den utbredda lasten p får man multiplicera med faktorn $\gamma_d = 0,91$. Vi får $\gamma_G \cdot \gamma_d = 1,35 \cdot 0,91 = 1,229$.	
Utbredda lastens dimensioneringsvärde: $p_d = 47,8 \text{ kN/m}^2$.	$p_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot p_k = 1,365 \cdot 35 = 47,8 \text{ kN/m}^2$	
Punktlastens dimensioneringsvärde: $P_d = 81,9 \text{ kN}$.	$P_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot P_k = 1,365 \cdot 60 = 81,9 \text{ kN}$	
Egentyngdens dimensioneringsvärde: $q_d = = 29,5 \times h \text{ kN/m}^2$.	Tungheten för betong $g_c = 24 \text{ kN/m}^3$. Egentyngden erhålls genom multiplikation med aktuell partialkoefficient och plattans tjocklek h (hittills obekant), dvs. $q_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot g_c \cdot h = 1,229 \times 24 \times h = 29,5 \times h \text{ kN/m}^2$, där h uttrycks i m.	
Inga uppgifter finns om punktlastens belastningsarea. Låt oss anta en kvadrat med storleken $A = 0,12 \times 0,12 \text{ m}^2$. I beräkningarna behöver den omvandlas till en cirkel. Enklast är att anta en cirkel med samma area. Ren geometri ger då $a = 2 \cdot \sqrt{A / \pi} = 2 \cdot \sqrt{0,0144 / \pi} = 0,135 \text{ m}$		
<u>Antagen betongtjocklek</u> Prova $h = 250 \text{ mm}$.	Belastningen är tämligen stor. För att klara lastfallet genomstansning över pålskallarna krävs en rejäl tjocklek.	
<u>Betongens egenskaper</u>		
Betong C 40/50. Karakteristisk tryckhållfasthet $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk draghållfasthet $f_{ctk} = 2,5 \text{ MPa}$	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk elasticitetsmodul $E_{ck} = 35 \text{ GPa}$	EK 2, tabell 3.1 Detta värde används vid dimensionering. Eftersom värdet normalt divideras med E-moduler för andra material blir divisioner med koefficienter betydelselösa.	
Vi har cementtyp R (= Rapid, snabb hållfasthetstillväxt gäller för CEM II/A-LL 42,5 R), betong C 40/50. Antag $t_0 = 14 \text{ dygn}$.	Kryptalet beräknas enligt EK 2, avsnitt 3.1.4. Man kan använda figur 3.1a som gäller inomhusförhållanden med $RH = 50 \%$. Man behöver då ha tillgång till ålder vid pålastning t_0 , cementtyp (se EK 2, avsnitt 3.1.2),	

<p>Vi har $h = 250 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = 2h = 500 \text{ mm}$.</p> <p>Vi får $\phi(\infty, t_0) = 1,9$ (se FIGUR 5.2 nedan).</p>	<p>hållfasthetsklass samt fiktiv betongtjocklek h_0 (som för en platta på mark som i princip endast kan torka uppåt är $h_0 = 2h$, där $h =$ plattjockleken).</p>	
<p>FIGUR 5.2. Bestämning av kryptalet enligt EK 2.</p>		
<p>Dimensioneringsvärden bestäms genom multiplikation med en koefficient α_{cc} eller α_{ct} som beaktar långtidseffekter (i vårt land är $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 1,0$) och division med partialkoefficienten γ_C för betong ($\gamma_C = 1,5$).</p>	<p>EK 2, avsnitt 3.1.6 och 2.4.2.4</p>	
<p>Vi får</p> <p>$f_{cc} = 40/1,5 = 26,7 \text{ MPa}$</p> <p>$f_{ct} = 2,5/1,5 = 1,67 \text{ MPa}$</p>		
<p>Karakteristisk böjdraghållfasthet $f_{ctfk} = 5,50 \text{ MPa}$</p> <p>$f_{c,fl} = f_{c,fd} = 5,50/1,5 = 3,67 \text{ MPa}$</p>	<p>Betongrapport nr 4, fig. 3.6 s. 42. Diagrammet bygger på kända samband mellan kubhållfasthet och böjdraghållfasthet, bl.a. använda vid dimensionering av betongvägar.</p> <p>Att använda EK 2 för bestämning av böjdraghållfasthet ger ett orimligt lågt värde och därmed orimligt stora erforderliga plattjocklekar.</p>	
<p><u>Dimensionering i brottgränstillståndet</u></p>		
<p>Dimensionering genomförs för följande fyra fall:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Böjande moment under utbredd last - Böjande moment under punktlast - Genomstansning under utbredd last - Genomstansning under punktlast 	<p>Dimensioneringen för böjande moment görs för den utbredda lasten p varefter fallet med punktlasten P kontrolleras.</p>	
<p><u>Alternativ A. Armerad betong.</u></p>		
<p>Antag plattjockleken $h = 250 \text{ mm}$ med armeringen placerad i överkant.</p>	<p>Eftersom den utbredda lasten dominerar över punktlasten kommer området över pålarna att vara</p>	

	dimensionerande. Där gör armering i överkant mest nytta. Armering nära ytan är också fördelaktig vad gäller sprickfördelning.	
<p>Betonggolvet momentkapacitet:</p> $m_d = \frac{f_{c,fl} h^2}{6} = \frac{3,67 \cdot 0,25^2}{6} = 0,03819 \text{ MNm/m} = 38,2 \text{ kNm/m}$	<p>Det är praktiskt att först bestämma den oarmerade betongens momentkapacitet.</p> <p>Vi förutsätter osprucken betong och försummar armeringen. Använd ekv. C.2 i bilaga C.</p>	267
Täckskiktet i överkant bör vara minst $TB = 30 \text{ mm}$.	I överkant bör $TB = d_{\max} + 5 \text{ mm} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$.	40-41
<p>Erforderlig armering för sprickbegränsning beräknas med ekvation 6.41:</p> $A_s \sigma_s \geq A_{ef} f_{cth}$ <p>där σ_s är det största värdet av f_{yk} och 420 MPa samt $f_{cth} = a \cdot f_{ctk}$. För sprickbreddsklass II sätts $a = 1,5$.</p> <p>Ekvationen kan omskrivas enligt följande:</p> $\rho = \frac{a \cdot f_{ctk}}{\sigma_s} = \frac{1,5 \cdot 2,5}{420} = 0,89 \%$	För sprickbreddsklass II skall <i>hela</i> betongtvärsnittet medräknas.	167, 47
<p>Avståndet s mellan stängerna i näten kan beräknas med följande ekvation:</p> $s \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{h \cdot \rho} = \frac{\pi \cdot 15^2 / 4}{250 \cdot 0,0089} = 79,2 \text{ mm} \Rightarrow$ <p>Välj armeringsnät Nps 500 $\Phi 15$ s 80 mm som placeras med täckskiktet 30 mm i överkant.</p>		
<p>Vi förutsätter sprucket tvärsnitt.</p> $m = \sigma_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot \sigma_s \cdot \rho \cdot d^2$ $m' = \sigma_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot d' = 0,9 \cdot \sigma_s \cdot \rho' \cdot (d')^2$	<p>Mittenledet av ekvationen ges av överslagsberäkningen i bilaga C.</p> <p>Här skall armeringsinnehållen ρ och ρ' beräknas i relation till de effektiva höjderna d och d'.</p> <p>Eftersom armeringen ligger i överkant blir momentet i uk m lågt, dock > 0.</p>	Ekv. C.11, 268
<p>Vi förutsätter flytning i armeringen (normalarmerat tvärsnitt). Vi får $\sigma_s = \frac{f_{st}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$</p> <p>Effektiva höjden $d = TB + \Phi = 30 + 15 = 45 \text{ mm}$ (medeltal för två vinkelräta riktningar). Vi får</p> $\rho = \frac{\pi \cdot \phi^2 / 4}{d \cdot s} = \frac{\pi \cdot 15^2 / 4}{45 \cdot 80} = 0,04909$ <p>och</p> $m_x = m_y = m = 435 \cdot 0,04909 \cdot 0,9 \cdot 0,045^2 = 0,0389 \text{ MNm/m} = 38,9 \text{ kNm/m}$ <p>Effektiva höjden $d' = h - TB - \Phi = 250 - 30 - 15 =$</p>	Armeringsspänningen σ_s beräknas med hjälp av partialkoefficienten för armeringsstål enligt EK 2, avsnitt 2.4.2.4.	

<p>205 mm (medeltal för två vinkelräta riktningar). Vi får</p> $\rho' = \frac{\pi \cdot \phi^2 / 4}{d' \cdot s} = \frac{\pi \cdot 15^2 / 4}{205 \cdot 80} = 0,01077$ <p>och</p> $m_x' = m_y' = m' = 435 \cdot 0,01077 \cdot 0,9 \cdot 0,205^2 = 0,1772 \text{ MNm/m} = 177,2 \text{ kNm/m}$		
<p><i>Lastfall 1: Utbredd last p + egentyngd q</i></p>		
<p>Total last på en påle $P_{\text{ult}} = (p_d + q_d) \times L^2 = (47,8 + 29,5 \times 0,25) \times 3,8^2 = 796 \text{ kN}$</p>		
<p>Dimensionerande moment enligt brottlinjetyp A: $P_{\text{ult}} < 2\pi \cdot (m + m')$ $P_{\text{ult}} = 796 < 2\pi \cdot (38,9 + 177,2) = 1358 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK.}$</p>	<p>Ekv. 7.1 gäller fall då $m = m'$. Så är inte fallet här. Vi kan i stället använda följande välkända ekvation: $P_{\text{ult}} < 2\pi \cdot (m + m')$, se t.ex. Nylander & Kinnunen (1974)</p>	202
<p>Dimensionerande moment enligt brottlinjetyp B: $P_{\text{ult}} < 8 \cdot (m + m')$ $P_{\text{ult}} = 796 < 8 \cdot (38,9 + 177,2) = 1729 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK.}$</p>	<p>Ekv. 7.2 avser också fall då $m = m'$. En mer generell ekvation kan härledas genom att teckna inre A_i och yttre arbete A_y för brottlinjetyp B: $A_i = 2m' \cdot L \cdot \Theta + m \cdot L \cdot 2\Theta = 2 \cdot (m' + m) \cdot L \cdot \Theta$ $A_y = (\frac{1}{2}) \cdot q \cdot L^2 \cdot (L/2) \cdot \Theta = (q \cdot L^3 / 4) \cdot \Theta$ Men $P_{\text{ult}} = q \cdot L^2$ och $A_i = A_y \Rightarrow$ $P_{\text{ult}} < 8 \cdot (m + m')$</p>	202, figur 7.1
	<p>Brottlinjetyper A blir i detta fall dimensionerande. Det armerade betonggolvet klarar lastfall 1 med råge. Vi kommer att se att det i detta fall är genomstansning som är det dimensionerande lastfallet.</p>	
<p><i>Lastfall 2: Punktlast P + egentyngd q</i></p>		
<p>Dimensionerande moment ställs upp för brottlinjetyp A, men denna gång runt lasten P. $P_d + \pi \cdot q_d \cdot L^2 / 12 = 81,9 + \pi \cdot 29,5 \times 0,25 \times 3,8^2 / 12 = 81,9 + 27,9 = 109,8 \text{ kN} \ll 2\pi \cdot (m + m') = 2\pi \cdot (38,9 + 177,2) = 1358 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK.}$</p>	<p>Teckna inre A_i och yttre arbete A_y för brottlinjefiguren (FIGUR 5.3 nedan): $A_i = 2\pi \cdot (m + m') \cdot \delta$ $A_y = P \cdot \delta + \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot q \cdot (L/2)^2 \cdot \delta$ $\Rightarrow P_d + \pi \cdot q_d \cdot L^2 / 12 = 2\pi \cdot (m + m')$ Här antas att den cirkulära brottlinjen får en radie = $L/2$. Se vidare Destrée & Silfwerbrand (2012). Vi ser att detta lastfall inte är dimensionerande.</p>	



FIGUR 5.3. Antagen brottlinjefigur. I beräkningen sätts $R = L/2$.

Lastfall 3: Genomstansning vid utbredd last p

Den armerade betongplattan kontrolleras för genomstansning ovanför pålen med diameter $\Phi = 0,7$ m.

Bärförmågan (per ytenhet) kan enligt EK 2 beräknas med följande formel och aktuella värden:

$$v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right.$$

där

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ men här } 1 + \sqrt{\frac{200}{205}} = 1,987$$

$$\Rightarrow k = 1,99$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02; \text{ Här: } \rho_1 = \rho' = 0,0108$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

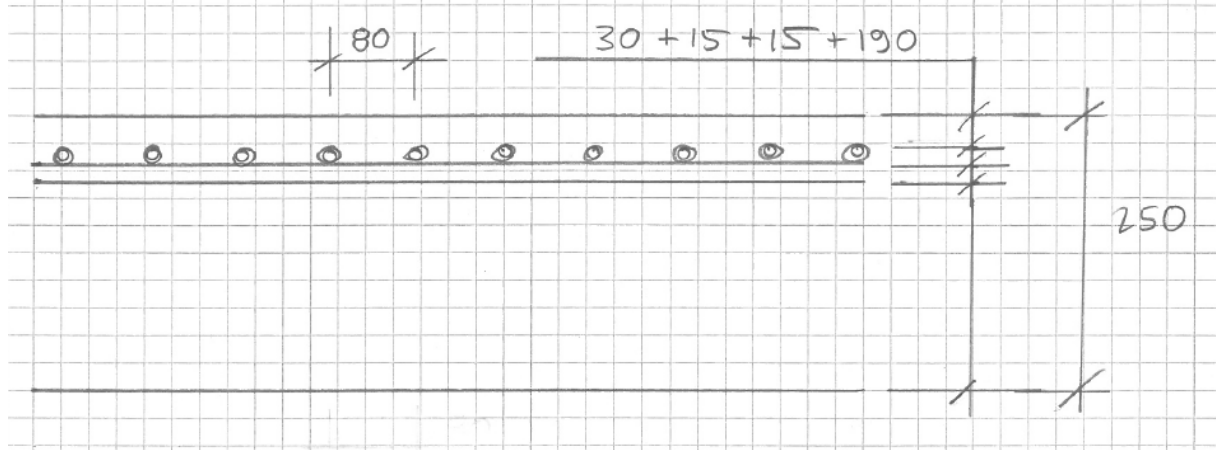
$$k_1 = 0,1$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2 = 0 \text{ (Här: inga tryckspänningar)}$$

Betongrapport nr 13 citerar BBK 04, men här bör man numera (2011) använda EK 2, avsnitt 6.4.

165

$v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} =$ $= 0,035 \cdot \sqrt{1,99^3 \cdot 40} = 0,620 \text{ MPa}$ $v_{Rd,c} =$ $= \max \begin{cases} 0,12 \cdot 1,99 \cdot (100 \cdot 0,0108 \cdot 40)^{1/3} + 0 = \\ 0,620 + 0 = 0,620 \end{cases} = 0,836$ $= 0,836 \text{ MPa}$ <p>Kapaciteten bestäms i ett grundkontrollsnitt som ligger $2d'$ utanför belastningsytan som här är en cirkel med radien $\Phi/2 = 0,35$ m. Grundkontrollsnittets omkrets blir</p> $u_1 = 2\pi \cdot (2d' + \Phi/2) =$ $= 2\pi \cdot (2 \cdot 0,210 + 0,35) = 4,775 \text{ m}$ <p>Vi får</p> $V_R = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d' = 0,836 \cdot 4,775 \cdot 0,205 =$ $= 0,8187 \text{ MN} = 818 \text{ kN}$		
<p>Vi ser att betonggolvet's kapacitet $V_u = 818 \text{ kN} >$ värdet på dimensionerande pållast $P_{ult} = 796 \text{ kN} \Rightarrow$ OK.</p>		
<p><i>Lastfall 4: Genomstansning vid punktlast P + egentynngd q</i></p>		
<p>Den armerade betongplattan kontrolleras även för genomstansning under punktlasten $P_d = 81,9 \text{ kN}$ med en antagen kvadratisk utbredning med sidan $b = 0,12 \text{ m}$.</p>		
<p>Vi använder samma formler som ovan:</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ men här } 1 + \sqrt{\frac{200}{45}} = 3,108$ $\Rightarrow k = 2,0$ $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02; \text{ Här: } \rho_1 = \rho = 0,0491$ <p>$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$</p> $v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} =$ $= 0,035 \cdot \sqrt{2,0^3 \cdot 40} = 0,626 \text{ MPa}$	<p>I detta fall verkar lasten på ovansidan. Det naturliga valet blir då att utgå från den effektiva höjden för armering i uk ρ, dvs. d.</p>	

$v_{Rd,c} =$ $= \max \begin{cases} 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0491 \cdot 40)^{1/3} + 0 = 1,395 \\ 0,626 + 0 = 0,626 \end{cases}$ $= 1,395 \text{ MPa}$ <p>Kapaciteten bestäms i ett grundkontrollsnitt som ligger $2d'$ utanför belastningsytan som här är en kvadrat med sidan $b = 0,12 \text{ m}$. Grundkontrollsnittets omkrets blir</p> $u_1 = 2\pi \cdot 2d + 4b =$ $= 4\pi \cdot 0,045 + 4 \cdot 0,12 = 1,045 \text{ m}$		
<p>Vi får</p> $V_R = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 1,395 \cdot 1,045 \cdot 0,045 =$ $= 0,0656 \text{ MN} = 65 \text{ kN} < P_d = 81,9 \text{ kN}$	<p>Armeringen är inte inlagd för att ta hand om punktlasten, men den beräknade kapaciteten är orimligt låg. Det är inte rimligt att anta att den utstansade konen som bär lasten, samtidigt både har en så liten radie (baserad på $d = 0,045 \text{ m}$ och så liten höjd också baserad på $d = 0,045 \text{ m}$).</p>	
<p>Vi antar att hela effektiva höjden $d' = 0,205 \text{ m}$ medverkar till att bära lasten men att den utstansade konens omkrets u_1 fortfarande är $u_1 = 1,045 \text{ m}$.</p> <p>Vi får</p> $k = 1,99$ $\rho_1 = 0,0108$ $v_{Rd,c} = 0,836 \text{ MPa}$ <p>och</p> $V_R = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d' = 0,836 \cdot 1,045 \cdot 0,205 =$ $= 0,0179 \text{ MN} = 179 \text{ kN} > P_d = 81,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$	<p>Med detta blandade antagande måste vi naturligtvis åter välja armeringsinnehållet i ök ρ'.</p> <p>Dimensioneringen något utanför regelverkets bokstav försvaras med att konsekvenserna av en skada är begränsade.</p>	
<p>Vi väljer armerad betong med tjockleken $h = 250 \text{ mm}$ och armering Nps 500 $\Phi 15$ s 80 mm i överkant.</p>	<p>Valt golv klarar alltså såväl böjande moment som genomstansning.</p>	
		
<p>FIGUR 5.4. Sektion över armerat betonggolv. Mått i mm.</p>		

<u>Alternativ B. Fiberbetong.</u>		
Vi väljer betong C 40/50. Ställ krav på betongleverantören att förprova en fiberbetong som når residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,30} = 85\%$ och $R_{10,50} = 75\%$.	Enligt tabell 7.1 bör man välja en betong med $R_{10,30} \geq 85\%$ för sprickbreddsklass II för att erhålla sprickfördelning över pålarna. Det är alltid vanskligt att ange fibertyper och fiberhalter, men en fiber med slankheten $\lambda_f \geq 60$ och försedd med ändförankring samt fiberhalten $\rho_f = 65-70 \text{ kg/m}^3$ kan utgöra startvärden för förprovningen.	206
Fiberbetongens dimensioneringsvärde i sprucket stadium $f_t = f_{fcr} \times R_{10,30} / 100 = 3,67 \times 85 / 100 = 3,12 \text{ MPa}$.	Ekvationen finns som andra delen av ekv. 7.4 i avsnitt 7.6.1. Fiberbetongens dimensioneringsvärde för böjdraghållfasthet vid uppsprickning f_{fcr} sätts till $f_{fcr} = f_{c,fd}$, där $f_{c,fd}$ = böjdraghållfastheten för motsvarande betong C 40/50 utan fibrer, se "Materialval" ovan.	203
Vi provar tjockleken $h = 360 \text{ mm}$.		
Fiberbetongens momentkapacitet m_d kan därefter beräknas med följande formel: $m_d = m'_d = \frac{f_t h^2}{6} = \frac{3,12 \cdot 0,36^2}{6} = 0,0673 \text{ MNm/m} = 67,3 \text{ kNm/m}$	Se ekv. 7.4 i avsnitt 7.6.1. Notera att kapaciteten i underkant m_d och överkant m'_d är lika stora.	203
<i>Lastfall 1: Utbredd last p + egentyngd q</i>		
Total last på en påle $P_{ult} = (p_d + q_d) \times L^2 = (47,8 + 29,5 \times 0,36) \times 3,8^2 = 844 \text{ kN}$		
Dimensionerande moment enligt brottlinjetyp A: $M_{d,A} = P_{ult} / (4\pi) = 844 / (4\pi) = 67,2 \text{ kNm/m}$	Ekv. 7.1.	202
Dimensionerande moment enligt brottlinjetyp B: $M_{d,B} = P_{ult} / 16 = 844 / 16 = 52,8 \text{ kNm/m}$	Ekv. 7.2.	202
$M_d = \max(M_{d,A}; M_{d,B}) = M_{d,A} = 67,2 \text{ kNm/m} < m_d = 67,3 \text{ kNm/m} \Rightarrow \text{OK}$.	Enligt brottlinjeteorin är alltid den brottlinjetyp som ger högst dimensionerande moment dimensionerande. I detta fall typ A. Vi ser att dimensionerande moment är mindre än momentkapaciteten.	
<i>Lastfall 2: Punktlast P + egentyngd q</i>		
Dimensionerande moment ställs upp för brottlinjetyp A, men denna gång runt lasten P. $M_d = P_d / (4\pi) + q_d \cdot (L/2)^2 / 32 = 81,9 / (4\pi) + 29,5 \times 0,36 \times 3,8^2 / 48 = 6,5 + 3,2 = 9,7 \text{ kNm/m} \ll m_d = 67,3 \text{ kNm/m} \Rightarrow \text{OK}$.	Teckna inre A_i och yttre arbete A_y : $A_i = 2\pi \cdot (M_d + M'_d) \cdot \delta = 4\pi \cdot M_d \cdot \delta$ $A_y = P \cdot \delta + \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot q \cdot (L/2)^2 \cdot \delta$ $\Rightarrow M_d = P / (4\pi) + q \cdot L^2 / 48$ Här antas att den cirkulära brottlinjen får en radie = $L/2$. Se vidare Destrée & Silfwerbrand (2012) och FIGUR 5.3.	

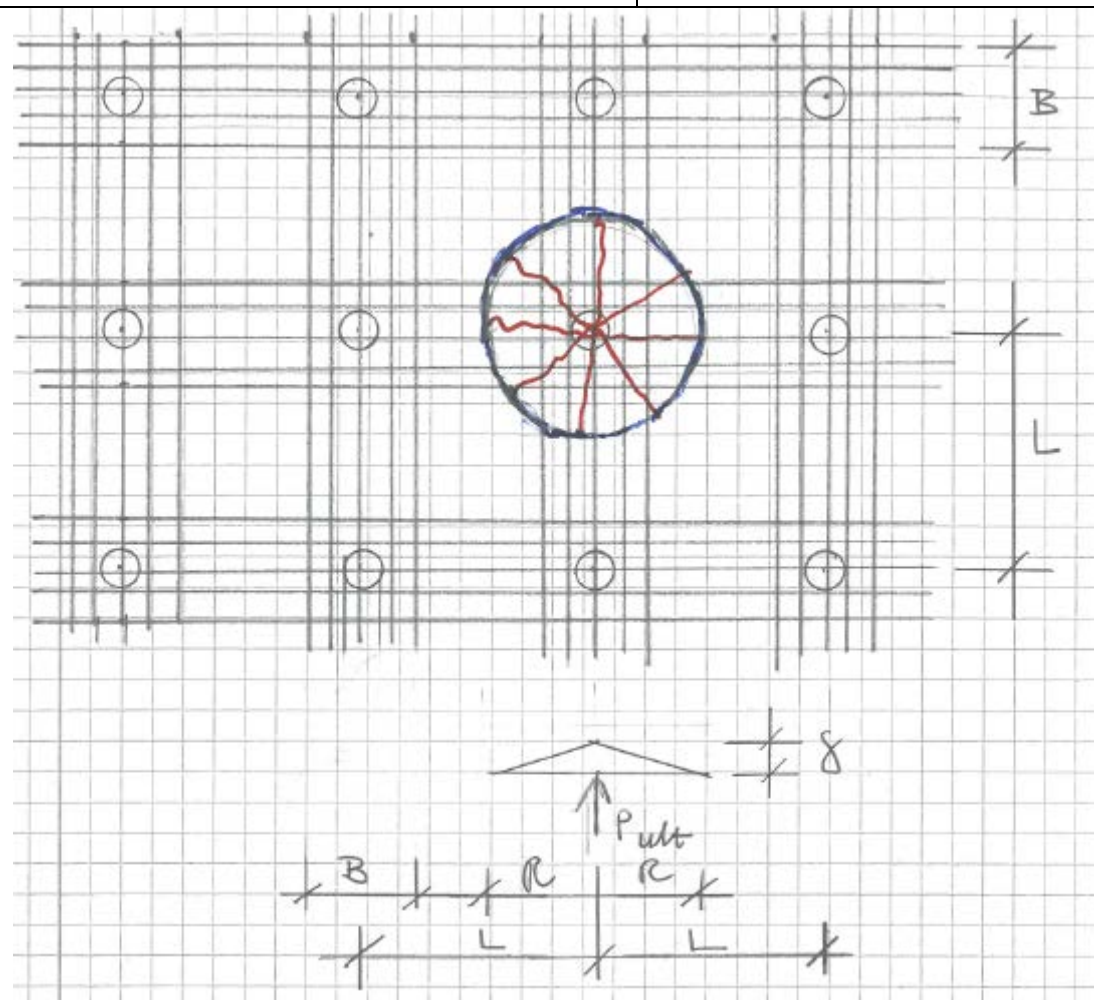
	Vi ser att detta lastfall inte är dimensionerande.	
<i>Lastfall 3: Genomstansning vid utbredd last p</i>		
<p>Fiberbetongplattan kontrolleras för genomstansning ovanför pålen med diameter $\Phi = 0,7$ m. Vi kan använda ekvation (6.34) och (6.36). Vi har följande indata:</p> $u_1 = 2\pi \cdot (h/2 + \Phi/2) = \pi \cdot (0,360 + 0,70) = 3,33 \text{ m}$ $\xi = 1,24 \text{ (} = 1,6 - d = 1,6 - 0,36; \text{ gäller för } 0,2 \text{ m} < d < 0,6 \text{ m)}$ $\eta = 1,0 \text{ (centrisk last)}$ $C = 0,45$ $f_{\text{cfl}} = 3,67 \text{ MPa}$ $\zeta = 2 - R/100 = 2 - 75/100 = 1,25$ <p>Vi får:</p> $f_{\text{vl}} = \frac{\xi}{1,4} \cdot C \cdot \frac{f_{\text{cfl}}}{\zeta} = \frac{1,24}{1,4} \cdot 0,45 \cdot \frac{3,67}{1,25} = 1,17 \text{ MPa}$ <p>och</p> $V_u = \eta \cdot u_1 \cdot h \cdot f_{\text{vl}} = 1,0 \cdot 3,33 \cdot 0,360 \cdot 1,17 = 1,402 \text{ MN} = 1402 \text{ kN}$ <p>Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 1402 \text{ kN} >$ värdet på dimensionerande last på pålen $P_{\text{ult}} = 844 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$.</p>	<p>Försök visar att man kan använda ekvationerna (6.34) och (6.36) för att bestämma genomstansningslasten för en fiberbetongplatta på mark (avsnitt 6.4.12). Härvidlag ersätts den effektiva höjden d för en armerad platta med hela plattans tjocklek h. I avsnittet 6.4.12 talas om ”betongplattor på mark”. På understödda plattor är heller inte fribärande i den meningen att människor kan vistas under dem. Man bör därför kunna använda ekv. 6.36 och 6.37 även i detta fall.</p> <p>Vid bestämning av spricksäkerhetsfaktorn ζ använder vi det högre kravet på seghet, nämligen $R_{10,50}$, som här har värdet $R = 75 \%$.</p> <p>Notera att vi i exemplet fortfarande har använt BBK 04.</p>	165
<i>Lastfall 4: Genomstansning vid punktlast P + egentyngd q</i>		
<p>Fiberbetongplattan kontrolleras för genomstansning under punktlasten med en antagen kvadratisk utbredning med sidan $b = 0,12$ m.</p> $u_1 = 2\pi \cdot h/2 + 4b = \pi \cdot 0,360 + 4 \times 0,12 = 1,61 \text{ m}$ $\xi = 1,24 \text{ (som tidigare)}$ $\eta = 1,0 \text{ (centrisk last)}$ $C = 0,45$ $f_{\text{cfl}} = 3,67 \text{ MPa}$ $\zeta = 1,25$ <p>Vi får:</p> $f_{\text{vl}} = \frac{\xi}{1,4} \cdot C \cdot \frac{f_{\text{cfl}}}{\zeta} = \frac{1,24}{1,4} \cdot 0,45 \cdot \frac{3,67}{1,25} = 1,17 \text{ MPa}$ <p>och</p> $V_u = \eta \cdot u_1 \cdot h \cdot f_{\text{vl}} = 1,0 \cdot 1,61 \cdot 0,360 \cdot 1,17 = 0,678 \text{ MN} = 678 \text{ kN}$ <p>Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 678 \text{ kN} \gg$ värdet på dimensionerande lasten på $P_d = 81,9 \text{ kN}$</p>	<p>Lasten från egentyngden kan försummas. Den kvadratiske belastningsytan kan enligt avsnittet ”Dimensionering av betonggolvet” ovan ersättas med en cirkulär yta med diametern $a = 0,135$ m. Den utstansade konen har en medelradie $r = a/2 + h/2 = 0,135/2 + 0,360/2 = 0,248$ m. Konens egentyngd kan uppskattas till $\gamma_G \cdot \gamma_d \cdot g_c \cdot (\pi \cdot r^2 \cdot h) = 1,229 \times 24 \times \pi \times 0,248^2 \times 0,360 = 2,1 \text{ kN} \ll P_d = 82 \text{ kN}$.</p>	

⇒ OK. Marginalen är så stor att vi även klarar belastning för last nära kant och hörn utan närmare utredning.		
Vi väljer fiberbetong med tjockleken $h = 360$ mm.	Valt golv klarar alltså såväl utbredd last som punktlast och såväl böjande moment som genomstansning.	

<u>Alternativ C. Kombinationsarmering (fiberbetong + ök-armering i band över pålarna).</u>		
Antag plattjockleken $h = 250$ mm med armeringen placerad i överkant.	Vi behåller plattjockleken från alt. A. Skillnaden är att vi koncentrerar armeringen till korsande band som går kontinuerligt över pålkallarna i både korta och långa riktningen.	
Vi väljer en bandbredd $B = \Phi + 5d'$, där Φ = pålskallens diameter och d' = effektiv höjd för armering i ök.	Bandbredden väljs så att kontrollsnittet ($2d'$ utanför pålskallens periferi enligt EK 2, avsnitt 6.4.2) med god marginal hamnar innanför det armerade området.	
Vi väljer betong C 40/50. Ställ krav på betongleverantören att förprova en fiberbetong som når residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,30} = 70$ % och $R_{10,50} = 60$ %.	Enligt tabell 7.1 bör man välja en betong med $R_{10,30} \geq 70$ % för sprickbreddsklass II för att erhålla sprickfördelning i fält. Det är alltid vanskligt att ange fibertyper och fiberhalter, men en fiber med slankheten $\lambda_f \geq 60$ och försedd med ändförankring samt fiberhalten $\rho_f = 55$ kg/m ³ kan utgöra startvärden för förprovningen.	206
Fiberbetongens dimensioneringsvärde i sprucket stadium $f_t = f_{fcr} \times R_{10,30} / 100 = 3,65 \times 70 / 100 = 2,57$ MPa.	Ekvationen finns som andra delen av ekv. 7.4 i avsnitt 7.6.1. Fiberbetongens dimensioneringsvärde för böjdraghållfasthet vid uppsprickning f_{fcr} sätts till $f_{fcr} = f_{c,fd}$, där $f_{c,fd}$ = böjdraghållfastheten för motsvarande betong C 40/50 utan fibrer, se ”Materialval” ovan.	203
Betonggolvet momentkapacitet: $m_d = \frac{f_{c,fl} h^2}{6} = \frac{3,67 \cdot 0,25^2}{6} = 0,03819 \text{ MNm/m} = 38,2 \text{ kNm/m}$	Det är praktiskt att först bestämma den oarmerade betongens momentkapacitet. Vi förutsätter osprucken betong och försummar armeringen. Använd ekv. C.2 i bilaga C.	267
Täckskiktet i överkant bör vara minst $TB = 30$ mm.	I överkant bör $TB = d_{\max} + 5 \text{ mm} = 25 + 5 = 30 \text{ mm}$.	40-41
Erforderlig armering för sprickbegränsning beräknas med ekvation 6.41: $A_s \sigma_s \geq A_{ef} f_{cth}$ där σ_s är det största värdet av f_{yk} och 420 MPa samt	För sprickbreddsklass II skall <i>hela</i> betongtvärsnittet medräknas.	167, 47

$f_{cth} = a \cdot f_{ctk}$. För sprickbreddsklass II sätts $a = 1,5$. Ekvationen kan omskrivas enligt följande: $\rho = \frac{a \cdot f_{ctk}}{\sigma_s} = \frac{1,5 \cdot 2,5}{420} = 0,89 \%$		
Avståndet s mellan stängerna i näten kan beräknas med följande ekvation: $s \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{h \cdot \rho} = \frac{\pi \cdot 15^2 / 4}{250 \cdot 0,0089} = 79,2 \text{ mm} \Rightarrow$ Välj armeringsnät Nps 500 $\Phi 15$ s 80 mm som placeras med täcksiktet 30 mm i överkant.		
Vi förutsätter sprucket tvärsnitt. $m' = \sigma_s \cdot A_s \cdot 0,9 \cdot d' = 0,9 \cdot \sigma_s \cdot \rho' \cdot (d')^2$	Mittenledet av ekvationen ges av överslagsberäkningen i bilaga C. Här skall armeringsinnehållen ρ beräknas i relation till effektiva höjden d' .	Ekv. C.11, 268
	Vi har här försummat fiberbetongens bidrag till momentkapaciteten i ök. Man skulle kunna addera den effekten till effekten av konventionell armering, men bidraget blir tämligen och försummas här. I fält bestäms momentkapaciteten m av fiberbetongens kapacitet, se nedan.	Figur 7.2, 203
Vi förutsätter flytning i armeringen (normalarmerat tvärsnitt). Vi får $\sigma_s = \frac{f_{st}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$ Effektiva höjden $d' = h - TB - \Phi = 250 - 30 - 15 = 205 \text{ mm}$ (medeltal för två vinkelräta riktningar). Vi får $\rho' = \frac{\pi \cdot \phi^2 / 4}{d' \cdot s} = \frac{\pi \cdot 15^2 / 4}{205 \cdot 80} = 0,01077$ och $m_x' = m_y' = m' = 435 \cdot 0,01077 \cdot 0,9 \cdot 0,205^2 = 0,1772 \text{ MNm/m} = 177,2 \text{ kNm/m}$	Armeringsspänningen σ_s beräknas med hjälp av partialkoefficienten för armeringsstål enligt EK 2, avsnitt 2.4.2.4.	
Fiberbetongens momentkapacitet m_d kan därefter beräknas med följande formel: $m = m_d = \frac{f_t h^2}{6} = \frac{2,57 \cdot 0,25^2}{6} = 0,0267 \text{ MNm/m} = 26,7 \text{ kNm/m}$	Se ekv. 7.4 i avsnitt 7.6.1.	203
<i>Lastfall 1: Utbredd last p + egentyngd q</i>		
Total last på en påle $P_{ult} = (p_d + q_d) \times L^2 = (47,8 + 29,5 \times 0,25) \times 3,8^2 = 796 \text{ kN}$		
Dimensionerande moment enligt brottlinjetyp A:	Ekv. 7.1 gäller fall då $m = m'$. Så är inte fallet här. Vi kan i stället utgå	202

$P_{ult} < 2\pi \cdot m + 8 \cdot \frac{B}{L} \cdot m'$ $B = \Phi + 5d' = 0,7 + 5 \times 0,205 = 1,72 \text{ m}$ $L = 3,8 \text{ m}$ $P_{ult} = 796 \text{ kN} < 2\pi \cdot 26,7 + 8 \cdot \frac{1,725}{3,8} \cdot 177,2 =$ $= 167,8 + 643,5 = 811 \text{ kN} \Rightarrow OK!$	<p>från följande välkända ekvation:</p> $P_{ult} < 2\pi \cdot (m + m'), \text{ se t.ex. Nylander \& Kinnunen (1974).}$ <p>Men momentet m' i ök finns enbart inom de två korsande banden. Försummar man fiberbetongens bidrag till momentet i ök kan man härleda följande ekvation (se FIGUR 5.5):</p> $P_{ult} < 2\pi \cdot \left(m + \frac{4 \cdot B}{2\pi \cdot R} m' \right)$ <p>$(4 \cdot B)/(2\pi \cdot R) =$ andelen av periferin som innehåller överkantssarmering.</p> <p>Antag $R = L/2 \Rightarrow$</p> $P_{ult} < 2\pi \cdot m + 8 \cdot \frac{B}{L} \cdot m'$	
--	---	--



FIGUR 5.5. Antagen brottlinjetyp A. Jämför figur 7.1, vänstra delen, i Betongrapport nr 13.

<p>Dimensionerande moment enligt brottlinjetyp B:</p> $P_{ult} < 8 \cdot (m + m')$ $P_{ult} = 796 < 8 \cdot (26,7 + 177,2) = 1631 \text{ kN} \Rightarrow OK.$	<p>Ekv. 7.2 avser också fall då $m = m'$. En mer generell ekvation kan härledas genom att teckna inre A_i och yttre arbete A_y:</p> $A_i = 2m' \cdot L \cdot \Theta + m \cdot L \cdot 2\Theta =$	202
---	---	-----

	$= 2 \cdot (m' + m) \cdot L \cdot \Theta$ $A_y = (1/2) \cdot q \cdot L^2 \cdot (L/2) \cdot \Theta = (q \cdot L^3/4) \cdot \Theta$ <p>Men $P_{ult} = q \cdot L^2$ och $A_i = A_y$: \Rightarrow OK</p> $P_{ult} < 8 \cdot (m + m')$ <p>Överkantsarmering i band överensstämmer fullt ut med brottlinjetyp B.</p>	
	<p>Brottlinjety A blir i detta fall dimensionerande.</p> <p>Det armerade betonggolvet klarar aktuellt lastfall.</p>	
<i>Lastfall 2: Punktlast P + egentyngd q</i>		
<p>Dimensionerande moment ställs upp för brottlinjetyp A, men denna gång runt lasten P.</p> <p>Undersök fält mitt. Där saknas slakarmering och i stället gäller att $m = m' = 26,7$ kNm/m.</p> $P_d + \pi \cdot q_d \cdot L^2/12 = 81,9 + \pi \cdot 29,5 \times 0,25 \times 3,8^2/12 = 81,9 + 27,9 = 109,8 \text{ kN} \ll 2\pi \cdot (m + m') = 2\pi \cdot (26,7 + 26,7) = 335 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK.}$	<p>Teckna inre A_i och yttre arbete A_y:</p> $A_i = 2\pi \cdot (m + m') \cdot \delta$ $A_y = P \cdot \delta + 1/3 \cdot \pi \cdot q \cdot (L/2)^2 \cdot \delta$ $\Rightarrow P_d + \pi \cdot q_d \cdot L^2/12 = 2\pi \cdot (m + m')$ <p>Här antas att den cirkulära brottlinjen får en radie = $L/2$. Se vidare Destrée & Silfwerbrand (2012) och FIGUR 5.3.</p> <p>Vi ser att detta lastfall inte är dimensionerande.</p>	
<i>Lastfall 3: Genomstansning vid utbredd last p</i>		
<p>Den armerade betongplattan kontrolleras för genomstansning ovanför pålen med diameter $\Phi = 0,7$ m.</p>		
<p>Bärförmågan (per ytenhet) kan enligt EK 2 beräknas med följande formel och aktuella värden:</p> $v_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \end{array} \right.$ <p>där</p> $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$ $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ men här } 1 + \sqrt{\frac{200}{205}} = 1,987$ $\Rightarrow k = 1,99$ $\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02; \text{ Här: } \rho_1 = \rho' = 0,0108$ <p>$f_{ck} = 40$ MPa</p> <p>$k_1 = 0,1$</p>	<p>Betongrapport nr 13 citerar BBK 04, men här bör man numera (2014) använda EK 2, avsnitt 6.4.</p>	165

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2 = 0 \text{ (Här: inga tryckspänningar)}$ $v_{\min} = 0,035 \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} =$ $= 0,035 \cdot \sqrt{1,99^3 \cdot 40} = 0,620 \text{ MPa}$ $v_{Rd,c} =$ $= \max \begin{cases} 0,12 \cdot 1,99 \cdot (100 \cdot 0,0108 \cdot 40)^{1/3} + 0 = \\ 0,836 \\ 0,620 + 0 = 0,620 \end{cases}$ $= 0,836 \text{ MPa}$ <p>Kapaciteten bestäms i ett grundkontrollsnitt som ligger $2d'$ utanför belastningsytan som här är en cirkel med radien $\Phi/2 = 0,35$ m. Grundkontrollsnittets omkrets blir</p> $u_1 = 2\pi \cdot (2d' + \Phi/2) =$ $= 2\pi \cdot (2 \cdot 0,210 + 0,35) = 4,775 \text{ m}$ <p>Vi får</p> $V_R = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d' = 0,836 \cdot 4,775 \cdot 0,205 =$ $= 0,8187 \text{ MN} = 818 \text{ kN}$		
<p>Vi ser att betonggolvet's kapacitet $V_u = 818 \text{ kN} >$ värdet på dimensionerande pållast $P_{ult} = 796 \text{ kN} \Rightarrow$ OK.</p>		
<p><i>Lastfall 4: Genomstansning vid punktlast P + egentvingd q</i></p>		
<p>Den armerade betongplattan kontrolleras även för genomstansning under punktlasten $P_d = 81,9 \text{ kN}$ med en antagen kvadratisk utbredning med sidan $b = 0,12 \text{ m}$.</p> <p>Undersök fältmitt. Där saknas slakarmering.</p>	<p>Fallet behandlas som en fiberbetongplatta.</p> <p>Försök visar att man kan använda ekvationerna (6.34) och (6.36) för att bestämma genomstansningslasten för en fiberbetongplatta på mark (avsnitt 6.4.12). Härvidlag ersätts den effektiva höjden d för en armerad platta med hela plattans tjocklek h. I avsnittet 6.4.12 talas om "betongplattor på mark".</p> <p>Pålunderstöda plattor är heller inte fribärande i den meningen att människor kan vistas under dem. Man bör därför kunna använda ekv. 6.36 och 6.37 även i detta fall.</p> <p>Vid bestämning av spricksäkerhetsfaktorn ζ använder vi det högre kravet på seghet, nämligen $R_{10,50}$, som här har värdet $R = 60 \%$.</p> <p>Notera att vi i exemplet fortfarande har använt BBK 04.</p>	165

<p> $u_1 = 2\pi \cdot h/2 + 4b = \pi \cdot 0,25 + 4 \times 0,12 = 1,26 \text{ m}$ $\xi = 1,35 (= 1,6 - d = 1,6 - 0,25; \text{ g\u00e4ller f\u00f6r } 0,2 \text{ m} < d < 0,6 \text{ m})$ $\eta = 1,0$ (centrisk last) $C = 0,45$ $f_{\text{cfl}} = 3,67 \text{ MPa}$ $\zeta = 2 - R/100 = 2 - 60/100 = 1,40$ Vi f\u00e5r: $f_{\text{vl}} = \frac{\xi}{1,4} \cdot C \cdot \frac{f_{\text{cfl}}}{\zeta} = \frac{1,35}{1,4} \cdot 0,45 \cdot \frac{3,67}{1,40} = 1,14 \text{ MPa}$ och $V_u = \eta \cdot u_1 \cdot h \cdot f_{\text{vl}} = 1,0 \cdot 1,26 \cdot 0,25 \cdot 1,14 = 0,359 \text{ MN} = 359 \text{ kN}$ Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 359 \text{ kN} \gg$ v\u00e4rdet p\u00e5 dimensionerande lasten p\u00e5 $P_d = 81,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$. Marginalen \u00e4r s\u00e5 stor att vi \u00e4ven klarar belastning f\u00f6r last n\u00e4ra kant och h\u00f6rn utan n\u00e4rmare utredning. </p>	<p> Lasten fr\u00e5n egentygden kan f\u00f6rsummas. Den kvadratiske belastningsytan kan enligt avsnittet "Dimensionering av betonggolvet" ovan ers\u00e4ttas med en cirkul\u00e4r yta med diametern $a = 0,135 \text{ m}$. Den utstansade konen har en medelradie $r = a/2 + h/2 = 0,135/2 + 0,360/2 = 0,248 \text{ m}$. Konens egentygnd kan uppskattas till $\gamma_G \cdot \gamma_d \cdot g_c \cdot (\pi \cdot r^2 \cdot h) = 1,229 \times 24 \times \pi \times 0,248^2 \times 0,360 = 2,1 \text{ kN} \ll P_d = 82 \text{ kN}$. </p>	
<p>Vi v\u00e4ljer armerad fiberbetong med tjockleken $h = 250 \text{ mm}$.</p>	<p>Valt golv klarar allts\u00e5 s\u00e5v\u00e4l utbredd last som punktlast och s\u00e5v\u00e4l b\u00f6jande moment som genomstansning.</p>	
<p> $21 \phi 15 s 80$ $21 \phi 15 s 80$ $1,72$ $2,08$ $1,72$ </p>		
<p>FIGUR 5.6. Schematisk placering av \u00f6verkantsarmeringen.</p>		

<u>Dimensionering i bruksgränstillståndet</u>		
<u>Deformationer</u>		
Tillåtna värden: För aktuell golvklass (FR2) gäller kravet att höjdskillnaden skall vara $\delta_{krav} < 5,5 \text{ mm}$ inom ett rutmönster med punkter på 3 m avstånd från varandra.	Se tabell 1.12. Avståndet 3 m överensstämmer ganska väl med pålavståndet ($L = 3,8 \text{ m}$) och mycket väl med det fria avståndet mellan två pålskallars periferi ($L - \Phi = 3,8 - 0,7 = 3,1 \text{ m}$).	43
Vi beräknar nedböjningen med följande ekvation: $\delta = 0,00521 \cdot \frac{(p + q) \cdot (L - \Phi)^4}{D}$	Att bestämma nedböjningen för den pålunderstödda betongplattan är inte trivialt. Vi kan först konstatera att den utbredda lasten $p = 35 \text{ kN/m}^2$ är mycket större än punktlasten $P = 60 \text{ kN}$. Det räcker med en area $> P/p = 60/35 = 1,7 \text{ m}^2$ för att den utbredda lasten skall dominera. Ytan mellan pålarna $= L \times L = 3,8 \times 3,8 = 14,4 \text{ m}^2$ och även ytan mellan ytterkanterna på pålskallarna $(L - \Phi)^2 = (3,8 - 0,7)^2 = 9,6 \text{ m}^2 \gg 1,7 \text{ m}^2$. I litteraturen (Timoshenko & Woinowsky-Krieger, 1959) finns lösningar för nedböjningen hos firsidigt upplagda plattor. För kvadratiska plattor med fyra fast inspända resp. fritt upplagda sidor gäller följande: $\delta = 0,00126 \cdot \frac{qL^4}{D}$ $\delta = 0,00406 \cdot \frac{qL^4}{D}$ I Silfwerbrand (1987) finns en lösning för en kvadratisk platta på fyra hörnstöd: $\delta = 0,02670 \cdot \frac{qL^4}{D}$ Vi ser att relationen mellan dem är 1:3,3:21. Kvoterna är för stora. Ett alternativt sätt är att utgå från strimlemetoden. Vi tänker oss två vinkelrätt ställda fast inspända balkar (FIGUR 5.7), där total nedböjning kan beräknas som (Handboken Bygg 1B, 1972): $\delta = \frac{ql^4}{384 \cdot EI} + \frac{ql^4}{384 \cdot EI}$ Det är rimligt att sätta $l = L - \Phi$ eftersom nedböjningen vid pålskallens periferi $= 0$. Med $EI = D$ erhålls:	

	$\delta = 0,00521 \cdot \frac{q(L - \Phi)^4}{D}$	
<p>FIGUR 5.7. Tänkta deformationsfigurer bestående av vinkelrätt ställda fast inspända balkar.</p>		
<p>Här sätter vi lasten till $p = 35 \text{ kN/m}^2$ + egentyngd $q = g_c \times h = 24 \times 0,25 = 6,00 \text{ kN/m}^2$. För den armerade plattan och $q = 24 \times 0,36 = 8,64 \text{ kN/m}^2$ för fiberbetongplattan.</p>	<p>Partialkoefficienterna $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,0$ och $\gamma_G \cdot \gamma_d = 1,0$ i bruksgränstillståndet.</p>	
<p><u>Alt. A. Armerad betong</u></p>		
<p><i>Osprucket stadium</i></p> $D = \frac{E}{1 + \phi} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} = \frac{35000}{1 + 1,9} \cdot \frac{0,250^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 16,37 \text{ MNm}^2/\text{m}$ <p>Vi får:</p> $\delta = 0,00521 \cdot \frac{(p + q) \cdot (L - \Phi)^4}{D} = 0,00521 \cdot \frac{(35 + 6) \cdot (3,8 - 0,7)^4}{16,37} = 1,21 \text{ mm}$	<p>Vi väljer långtidslasten och beaktar kryptalet ϕ.</p> <p>Ekvationer för plattböjstyvheden D finns i många handböcker, t.ex. Timoshenko & Woinowsky-Krieger (1959).</p> <p>Att ersätta elasticitetsmodulen E med den effektiva E-modulen $E/(1 + \phi)$ tillhör praxis för beräkning av långtidseffekter.</p>	
<p><i>Sprucket stadium</i></p> $D = E_s \rho d^3 (1 - \eta)(1 - \eta/3) \text{ där}$ $\eta = \frac{E_s}{E_c} \cdot \rho \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\frac{E_s}{E_c} \cdot \rho}} - 1 \right) \text{ och}$ <p>E_s = stålets E-modul, E_c = betongens E-modul, ρ = armeringsinnehållet och d = effektiva höjden.</p>	<p>Se t.ex. Silfwerbrand (1995) för beräkning av plattböjstyvheden D. Hjälpparametern η uttrycker relativa tryckzonshöjden, dvs. x/d.</p>	

$\alpha = \frac{E_s}{E_c / (1 + \varphi)} = \frac{210}{35 / (1 + 1,9)} = 17,4$ $\eta = 17,4 \cdot 0,0108 \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2}{17,4 \cdot 0,0108}} - 1 \right) =$ $= 0,453$ $D = 210000 \cdot 0,0108 \cdot 0,205^3 \cdot (1 - 0,453) \cdot (1 - 0,453 / 3) = 9,07 \text{ MNm}^2/\text{m}$	<p>Vi inför hjälpparametern α som uttrycker relationen mellan stålets och betongens E-modul då betongens kryptal beaktas (= effektiv E-modul för betong).</p>	
<p>Vi får:</p> $\delta = 0,00521 \cdot \frac{(p + q) \cdot (L - \Phi)^4}{D} =$ $= 0,00521 \cdot \frac{(35 + 6) \cdot (3,8 - 0,7)^4}{9,07} = 2,18 \text{ mm}$		
<p>Slutsats: Den armerade betongen kommer sannolikt att spricka. Nedböjningen inom ett fält som avskämmas av fyra pålar kan uppkattas till 2,2 mm vilket är lägre än kravets 5,5 mm.</p>	<p>Beräkningen förutsätter att hela golvet belastas med den fördelade lasten p. Det finns ingen uppgift i förutsättningarna om någon annan fördelning. Värst vore en schackmönstrad belastning av vartannat fält, men för ett sådant fall bör en väsentligt lägre last än $p = 35 \text{ kN/m}^2$ väljas.</p>	
<p><u>Alt. B. Fiberbetong</u></p>		
<p><i>Osprucket stadium</i></p>	<p>Redan för armerad betong blir deformationen för osprucket stadium liten. Fiberbetongplattan är tjockare varför deformationen blir ännu mindre. Vi kan därför gå direkt på sprucket stadium.</p>	
<p><i>Sprucket stadium</i></p> $D = 0,1 \cdot \frac{E}{1 + \varphi} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} =$ $= 0,1 \cdot \frac{35000}{1 + 1,8} \cdot \frac{0,360^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 5,06 \text{ MNm}^2/\text{m}$	<p>Den tjockare plattan har ett något lägre kryptal än den tunnare, armerade plattan. Diagram i EK 2 ger $\phi = 1,8$ (jämför FIGUR 5.2 ovan).</p> <p>Styvheten sjunker kraftigt efter uppsprickning. En uppskattning är att styvheten efter uppsprickning endast uppgår till 10 % av styvheten före uppsprickning (Hedebratt, 2012).</p>	
<p>Vi får:</p> $\delta = 0,00521 \cdot \frac{(p + q) \cdot (L - \Phi)^4}{D} =$ $= 0,00521 \cdot \frac{(35 + 8,64) \cdot (3,8 - 0,7)^4}{5,06} = 4,15 \text{ mm}$		
<p>Slutsats: Fiberbetongen kommer sannolikt att spricka. Nedböjningen inom ett fält som avskämmas av fyra pålar kan uppkattas till 4,2 mm vilket är</p>		

lägre än kravets 5,5 mm.		
ALT. C. Kombinationsarmering		
<i>Osprucket stadium</i> Med samma tjocklek som i Alt. A erhålls nedböjningen $\delta = 1,21$ mm vilket är väsentligt lägre än kravets 5,5 mm.		
<i>Sprucket stadium</i> För armerade delar gäller värdet för armerad betong enligt Alt. A, dvs. $D = 9,07$ MNm ² /m. För sprucken fiberbetong uppskattas plattböjstyvheten med följande uttryck: $D = 0,1 \cdot \frac{E}{1 + \varphi} \cdot \frac{h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} =$ $= 0,1 \cdot \frac{35000}{1 + 1,9} \cdot \frac{0,25^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2)} = 1,64 \text{ MNm}^2/\text{m}$ Vi får $\delta = 0,00521 \cdot \frac{(p + q) \cdot (L - \Phi)^4}{D} =$ $= 0,00521 \cdot \frac{(35 + 6) \cdot (3,8 - 0,7)^4}{9,07} = 2,18 \text{ mm}$ resp. $\delta = 0,00521 \cdot \frac{(35 + 6) \cdot (3,8 - 0,7)^4}{1,64} = 12,0 \text{ mm}$		
Det senare värdet, som gäller fiberbetong, överstiger kravet = 5,5 mm.	Deformationerna är alltså för stora ifall vi använder styvheten för fiberbetongtvärsnittet över hela plattan. Med en noggrannare beräkning är det dock möjligt att "räkna hem" deformationerna.	
Antag att $D_1 = 9,07$ och $D_2 = 1,64$ MNm ² /m och att $\mu = 0,75$. Vi får $D_{\text{medel}} = \frac{1}{\mu \cdot \frac{1}{D_1} + (1 - \mu) \cdot \frac{1}{D_2}} = \frac{1}{\frac{0,75}{9,07} + \frac{0,25}{1,64}} =$ $= 4,25 \text{ MNm}^2$ och $\delta = 0,00521 \cdot \frac{(35 + 6) \cdot (3,8 - 0,7)^4}{4,25} = 4,65 \text{ mm}$ Vi ser att med dessa antaganden uppfyller vi kriteriet $\delta = 4,7 \text{ mm} < \text{kravet} = 5,5 \text{ mm}$.	Eftersom styvheterna är så olikstora kräver en noggrann analys att man gör en beräkning i flera steg där man successivt ökar lasten och ser var golvet först spricker och hur sprickbilden utvecklas. En sådan beräkning kräver FEM. I denna handbok begränsar vi oss till handberäkningar. Ett sätt att uppskatta deformationen i det aktuella fallet är att beräkna ett "medelvärde" för styvheten, eller egentligen krökningen som är proportionell mot $1/D$. Vi kan använda följande formel: $D_{\text{medel}} = \frac{1}{\mu \cdot \frac{1}{D_1} + (1 - \mu) \cdot \frac{1}{D_2}}$	

	<p>där D_1 och D_2 är de två plattbøjstyvhetererna och $\mu =$ vikt ($0 < \mu < 1$).</p> <p>Med tanke på pålarna och pålskallarnas utbredning är det rimligt att anta att en större del av plattan är sprucken i överkant och en mindre del i underkant.</p> <p>Approximationerna är flera och grova men i detta exempel stannar vi här.</p>	
<u>Sprickor</u>		
<p>Vi har valt sprickbreddsklass II.</p> <p>Vi kan då förvänta oss en fri krympning $\varepsilon_{cs} = 0,6 \text{ ‰}$.</p>	<p>Enligt en fotnot till tabell 1.15 kan sprickbredden bestämmas av geometri och aktuell krympning.</p> <p>Man kan uppskatta sprickbredden w som en produkt av sprickavståndet s och den fria krympningen ε_{cs}, dvs. $w = s \cdot \varepsilon_{cs}$. I många fall är det dock svårt att bestämma inte bara sprickbredden utan också sprickavståndet.</p>	47
<p>Största sprickbredd w_{\max} begränsas uppåt av</p> $w_{\max} = L \times \varepsilon_{cs} = 3,8 \times 0,6 = 2,28 \text{ mm}$	<p>Man måste räkna med att raderna av pålskallar utgör en sprickanvisning. Det är då logiskt att utgå ifrån att sprickavståndet högst blir lika med pålavståndet L.</p> <p>Sprickbildningen i industrigolv är ännu ett tämligen utforskat område. I avsnitt 5.6, punkt 6, betonas att arbetsfogarna (med c/c drygt 40 m) bör utformas så att de kan hantera hela krymprörelsen för betongplattan mellan fogarna. Men samtidigt är det svårt att garantera sprickfrihet mellan fogarna, i synnerhet då marken mellan pålarna sjunker och plattan börjar belastas. Om plattan spricker, vilket är mest sannolikt, bör sprickor så småningom uppstå över varje rad av pålskallar.</p>	
<u>Alt. A. Armerad betong</u>		
<p>Armeringen ligger i ök och har ett högt innehåll, valt så för att främja fleruppsprickning. Utan beräkningar kan fastslås att $w_{\max} < 1,0 \text{ mm}$ vilket överensstämmer med sprickbreddsklass II.</p>	<p>EK 2, avsnitt 7.3, ger detaljerade formler för beräkning av sprickbredder. De avser dock fallet med konstruktionselementet under last. Här ligger fokus på sprickbredder för fallet delvis förhindrad krympning men för obelastat betonggolv.</p>	47
<u>Alt. B. Fiberbetong</u>		
<p>Med tanke på fiberbetongens höga residualhållfasthetsfaktorer $R_{10,30} = 85$ och $R_{10,50} = 75 \text{ ‰}$ kan utan beräkningar fastslås att $w_{\max} < 1,0 \text{ mm}$</p>		

vilket överensstämmer med sprickbreddsklass II.		
Alt. C. Kombinationsarmering		
<p>Sprickavståndet $s \approx L - B = L - (\Phi + 5d') = 3,8 - (0,7 + 5 \times 0,205) = 2,08$ m.</p> <p>$(s/2) \cdot \varepsilon_{cs} = (2,08/2) \times 0,6 = 0,62$ mm $< w_{\max} < s \cdot \varepsilon_{cs} = 2,08 \times 0,6 = 1,25$ mm \Rightarrow</p> <p>$w_{\max} \approx 0,9$ mm $< 1,0$ mm vilket överensstämmer med sprickbreddsklass II.</p>	<p>Över påskallarna ligger armeringen i ök och med ett högt innehåll. Man kan däremot räkna med att området mellan ytterkanterna av armeringsbanden motsvarar ett "sprickavstånd". Å andra sidan hålls sprickorna ihop av den armering som ligger på andra sidan av sprickan. Så i realiteten kan sprickavståndet närma sig halva värdet vid beräkning av max sprickbredd.</p>	

5.5 Anvisningar för utförande

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Följ avsnitt 4.1, 4.1.1, 4.2.1, 4.3, 4.3.1, 4.6, 4.7.3 och 4.7.4.		109-125

5.6 Kontroll

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Dokumentation av geoteknisk undersökning som klargör jungfrulig lagerföljd.	Dokumentationen behövs för att säkerställa att antagna styvheter för underlaget är rimliga.	
Dokumentation av betong: Hållfasthetsklass Fri krympning		
Dokumentation av fiberbetong: Hållfasthetsklass Fri krympning Fibertyp Fiberlängd Fibermängd Böjgenskaper enligt Betongrapport nr 4, i synnerhet residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,30}$ och $R_{10,50}$		
Dokumentation av makadam: Säkerställ att materialet är tvättat Säkerställ att tjockleken är minst 150 mm	Se avsnitt 3.2.3.	87-88
Packningsgrad mark	Kontroller före gjutning, se avsnitt 4.1.2.	110-111

<p>Underlagets planhet</p> <p>Armeringens mängd, montering och läge i höjd och plan</p> <p>Brunnar och andra installationers montering och läge i höjd och plan</p> <p>Kontrollera avvägning av banor, avstängare och laser mot referenshöjd.</p> <p>Färdig golvhöjd.</p> <p>Stäm av betongkvalitet, tider, mängder och leveransintervall med betongleverantör.</p>		
<p>Planhet för underlaget.</p> <p>Planhet för överyta.</p> <p>Att eventuella fall till brunnar och rännor utförs i rätt omfattning och med rätt längd och lutning på fallet och med god kvalitet på handarbete.</p> <p>Att betongens konsistens inte har stora variationer (sättningsvariation ca ± 20 mm).</p> <p>För fiberbetong: fiberhalt.</p>	<p>Kontroller under gjutning, se avsnitt 4.1.3.</p>	<p>111-112</p>
<p>Att golvens planhet motsvarar kravnivån.</p> <p>Att eventuella fall till brunnar och rännor finns i rätt omfattning, lutning etc.</p> <p>Att härdningen fungerar och att plastfolie ligger kvar och inte blåser av eller tas av för tidigt.</p> <p>Att temperaturen inte riskerar att falla under noll inom härdningsperioden, vilket medför risk för frysskador.</p> <p>Att solen inte värmer upp ohärdade ej membranhärdade eller ej täckta betongytor, vilket medför stor risk för snabb uttorkningskrympning.</p>	<p>Kontroller efter gjutning, se avsnitt 4.1.4.</p>	<p>112</p>

6 Exempel 4 – pågjutning till en industrilokal

6.1 Orientering

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer
<p>En lagerlokal i Norrköping skall byggas om för att kunna användas av ett grossistföretag som hanterar lättare varor. Lagerlokalen är 150 m lång och 30 m bred. Största höjden är 4 m. Konstruktivt utgörs golvet av en platta på mark. Golvet är indelat i fogar 6×6 m.</p>	<p>Aktuell information är otillräcklig. Vi behöver få svar på åtminstone följande frågor:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. När byggdes golvet? 2. Hur tjockt är det? 3. Vilken är betongkvaliteten? 4. Hur är det armerat? 5. Vilken typ är fogarna? 6. Är golvet ihopgjutet med väggar, pelare, fundament eller annat mot vilket tvång uppstår? 7. Vad ligger under betongen? 8. Vad har golvet använts till? Vilka laster har belastat golvet? Har det utsatts för frost, tölsalter eller kemikalier? 9. Är golvet skadat? På vilket sätt? Hur mycket och hur allvarligt? 10. Har golvet reparerats? 11. Hur skall det användas? Vilka laster förväntas? 12. Skall det utsättas för frost, tölsalter eller kemikalier? 13. Hur länge skall det användas? 14. Ser man en försäljning längre fram?

6.2 Fördjupad information

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer
<p>Genom intervjuer och genomgång av de handlingar (t.ex. ritningar) som finns får vi följande svar på frågorna:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 1980. 2. Betongtjocklek = 200 mm. 3. Betongkvalitet = K25. 4. Armering i rutnät $\Phi 12$ s 150 mm placerad i underkant golv. 5. Sågade spår utan kantförskoning, c/c = 6 m. 6. Nej, golvet är fritt. 7. Uppgift om marken under betongen saknas. 8. Lätt industri. 	<p>Det är inte alltid säkert att uppgifter om golvet tjocklek och betongkvalitet finns. Finner man uppgifterna på ritningarna är det inte omöjligt att levererat golv både har större tjocklek och högre hållfasthet än uppgifterna på ritningen. Dessutom växer betongens hållfasthet över tid, hur mycket beror bl.a. på hur finmalet cementet var.</p> <p>Saknas dessa uppgifter kan man borra ut ett antal kärnor genom golvet. Man kan då mäta tjockleken och söka uppskatta vad som ligger under betongen. Ett laboratorium kan trycka cylindrarna för att bestämma aktuell hållfasthet (dvs. inklusive hållfasthetstillväxt). Kärnorna kan även analyseras utifrån förekomst av skador. Ytterligare en fördel med att ta ut prover är att man kan bilda sig en uppfattning om hur stor spridningen är i både tjocklek och hållfasthet. På ritningen finns enbart ett värde för tjocklek och</p>

<p>9. Golvet är slitet och smutsigt. Sprickor upp till 0,5 mm finns men inga större skador.</p> <p>10. Nej, ingen reparation har genomförts.</p> <p>11. Lager för lätta varor, se under "Krav" nedan.</p> <p>12. Nej, inga miljöbelastningar.</p> <p>13. Minst 20 år.</p> <p>14. Nej, ingen försäljning tänkbar (för tillfället).</p>	<p>ett värde för hållfasthet.</p> <p>Slutligen kan utredningen antingen utesluta nedbrytning och skador eller dokumentera sådana. I det senare fallet utgör sprickkartering och sprickbreddsmätning nycklar i den s.k. tillståndsbedömningen.</p>
---	---

6.3 Krav

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
	<p>Många beställare har svårt att identifiera och formulera krav. Vet man vad lokalen skall användas till, vilka hyllor som skall användas och vilka vikter de skall bära, vilka truckar som skall trafikera lokalen blir det enklare, men annars får man göra en grövre bedömning.</p> <p>Av tabell 1.2 framgår att <i>slitstyrka, slagstyrka, jämnhet, sprickbegränsning, fuktsäkerhet och dammfrihet</i> är de viktigaste egenskaperna för lager för lätta varor. <i>Beständighet mot korrosion</i> bör alltid behandlas. Tabellen anger här siffran 3 vilket utläses "måttliga krav bör ställas".</p>	34-35
<p>Karakteristiska laster:</p> <p>Max utbredd last $p = 15 \text{ kN/m}^2$.</p> <p>Max punktlast $P = 48 \text{ kN}$.</p> <p>Max hjullast $F = 12,5 \text{ kN}$.</p>	<p>Enligt tabell 1.8 kan man förvänta sig utbredd last på högst 15 kN/m^2, punktlast på högst 40 kN och axellast på högst 50 kN för "lätt industri" som vårt lager kanske kan jämföras med.</p> <p>Men låt oss utgå ifrån att vi har högre kunskap här. Lagringen utgörs av lastpallar EUR som placeras rygg mot rygg och staplas högst 6 m. Pallvikten är 600 kg. Tabell 1.4 ger lasten $P = 48 \text{ kN}$ (genom interpolation mellan 36 kN vid 3 m och 84 kN vid 7 m).</p> <p>Stapling sker med truck. Tabell 1.4 ger hjullasten $12,5 \text{ kN}$ (axellasten är 25 kN).</p>	39, 36
<p>Säkerhetsklass 1.</p> <p>Partialkoefficienter:</p> <p>$\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,245$.</p>	<p>SS-EN 1990 ("Eurokod 0") innehåller grundläggande dimensioneringsregler med bl.a. partialkoefficienter för laster. Aktuell lastkombination skall hämtas för brottgränstillståndet STR, se SS-EN 1992-1-1 (Eurokod 2). (Betongrapport nr 15 innehåller en bra sammanfattning på s 1-6 – 1-8.)</p> <p>Vår punktlast P kan ses som huvudlast och variabel last. I Betongrapport nr 15 finns en tabell 4 (s 1-7) som visar att vi skall använda partialkoefficienten $\gamma_Q = 1,5$. Enligt Sveriges bilaga NA kan man multiplicera denna koefficient med en</p>	

	partialkoefficient γ_Q för säkerhetsklass (här = 1). Vi får $\gamma_d = 0,83$ och $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,5 \cdot 0,83 = 1,245$.	
Punktlastens dimensioneringsvärde: $P_d = 59,8$ kN.	$P_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot P_k = 1,245 \cdot 48 = 59,8$ kN	
Exponeringsklass XC1.	Enligt förutsättningarna förekommer ingen miljöbelastning i lokalen. Karbonatisering förekommer dock alltid i en inomhuslokal. Förekommer fukt ökar risken för korrosion, se vidare avsnitt 1.1.3. Vi räknar dock med att vi här har ett torrt inomhusklimat. Betongföreningens rapport nr 11 rekommenderar att man väljer exponeringsklass XC1 för invändiga konstruktionsdelar i en industribyggnad med torrt inomhusklimat (tabell 3.3, s 17).	39-40
Kvalitetsklass B för slitstyrka och slagstyrka.	För att få tillräcklig slitstyrka väljer vi kvalitetsklass B ur tabell 1.10. Beskrivningen för klass B (i tabellens högra spalt) stämmer med våra förhållanden. Texten om slagstyrka i avsnitt 1.1.5 är mycket kortfattad. Vi bör tänka på att inte välja alltför låg hållfasthet på pågjutningen.	42
Golvklass FR3 för jämnhet.	För jämnhet bör golvklass FR3 vara tillräckligt, se tabell 1.12.	43
Sprickbreddsklass II.	Eftersom befintligt golv har en del sprickor är det inte rimligt att välja sprickbreddsklass I. Rörelser kan nämligen förekomma i befintligt golv och dessa kan fortplanta sig som sprickor genom pågjutningen. Det är därför rimligt att välja sprickbreddsklass II. Se vidare tabell 1.15 och diskussionen om val av sprickbreddsklass.	47-49
	Fuktsäkerhetskravet behandlas i avsnitt 1.1.8. Eftersom vi inte hört talas om några problem under golvets tidigare användning finns det ingen anledning att tro att vare sig pågjutningen eller den förändrade verksamheten kommer att ändra på detta. Vi behöver alltså inte göra någonting för att ytterligare förbättra fuktsäkerheten.	50
Kontrollera dammfrihet efter färdigställande.	Dammfrihet behandlas i avsnitt 1.1.11. Vi skall välja en betong utan risk för vattenseparation och fukthärda väl.	51-52

6.4 Materialval

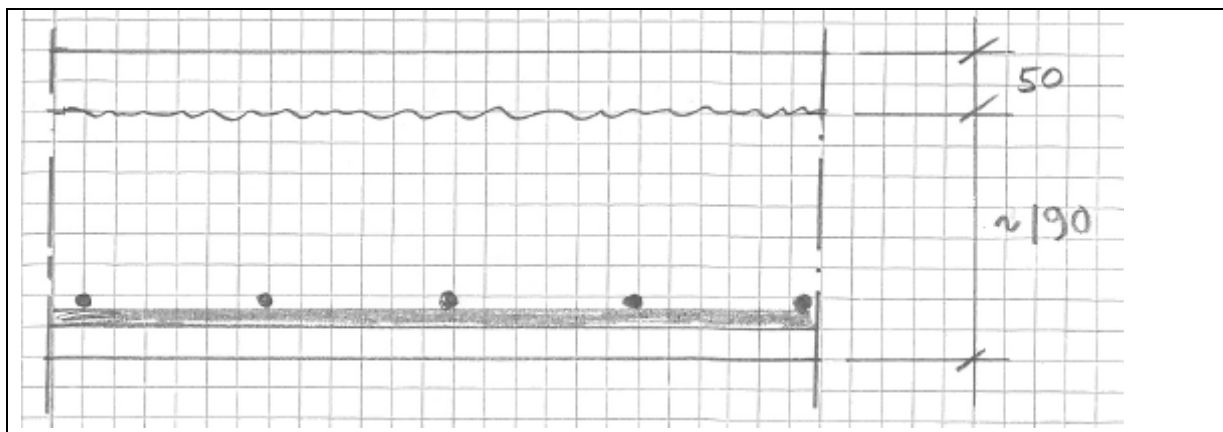
Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Alternativ A. Oarmerad betong</u>		
Betong C 30/37. Största stenstorlek $d_{\max} = 12$ mm.	Betong C 30/37 ger möjlighet att nå näst högsta klassen för slitstyrka, dvs. kvalitetsklass B utan någon speciell åtgärd som vakuumbehandling,	95

	<p>slipning eller hårdbetong (se tabell 3.3).</p> <p>Genom att tillsätta filler i betongen kan risken för vattenseparation reduceras (se BHB Arbetsutförande, avsnitt 2.6.2). Därmed motverkas dammbildning.</p>	
Betongens fria krympning begränsas till 0,6 ‰.	Betongens fria krympning bör begränsas till 0,6 ‰. Låg krympning kan åstadkommas med största möjliga stenstorlek och största möjliga stenhalt. I pågjutningar måste dock max stenstorlek begränsas. För att begränsa krympningen i detta fall kan man behöva tillsätta ett krympningsreducerande tillsatsmedel till betongen.	
<u>Alternativ B. Armerad betong</u>		
Betong C 30/37. Största stenstorlek $d_{\max} = 12$ mm. Armering NPs 500.	För betong, se alternativ A ovan.	
<u>Alternativ C. Fiberbetong</u>		
Betong C 30/37. Största stenstorlek $d_{\max} = 12$ mm.	För betong, se alternativ A ovan. Fiberlängden $l_f > d_{\max}$, dvs. här > 12 mm. De flesta fibrer på marknaden uppfyller detta krav.	210
30/37 med residualhållfasthetsfaktor $R_{10,20} \geq 85$ %.	<p>För platta på mark rekommenderar rapporten att residualhållfasthetsfaktorn $R_{10,20}$ minst uppgår till 70 % för sprickbreddsklass II, se avsnitt 6.4.16. För en pågjutning med osäker vidhäftning rekommenderas 85 % eller högre. Värdet är högt och för att ta fram ett recept som uppfyller kravet kan omfattande förprovning behöva göras. Det är inte säkert att alla betongfabriker kan leverera en sådan betong. I de flesta fall med tunna pågjutningar är det sannolikt bättre att antingen säkerställa god vidhäftning och välja oarmerad betong (alternativ A) eller släppa kravet på god vidhäftning överallt och välja armerad pågjutning (alternativ B).</p> <p>Residualhållfasthetsfaktorn måste bestämmas genom provning. Välj Svenska Betongföreningens metod som beskrivs i avsnitt 8.4.2 i Betongrapport nr 4.</p>	169 224

6.5 Dimensionering av pågjutningen

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Betongens egenskaper</u>		
Betong C 30/37. Karakteristisk tryckhållfasthet $f_{ck} = 30$ MPa	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk draghållfasthet $f_{ctk} = 2,0$ MPa	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk elasticitetsmodul $E_{ck} = 33$ GPa	EK 2, tabell 3.1	
<u>Alternativ A. Oarmerad betong.</u>		

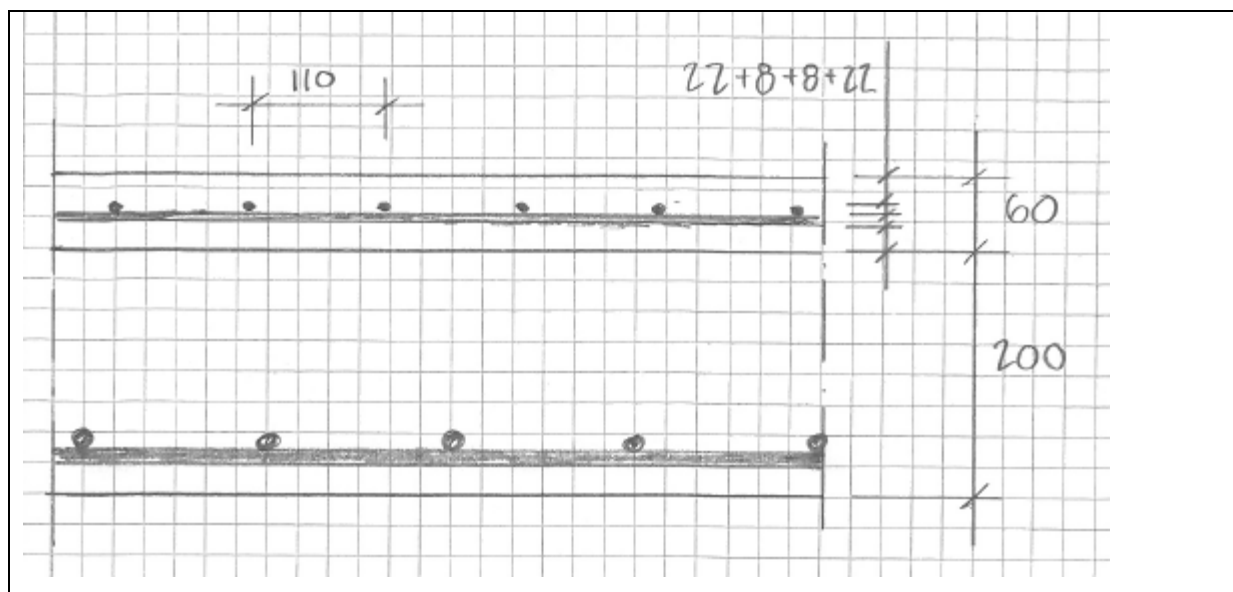
Vi förutsätter vidhäftning mellan befintlig betong och pågjutning.	Vidhäftning är nyckeln till ett gott resultat. Antar vi att vi kan nå tillräcklig vidhäftning kan sprickbredden uppskattas med hjälp av ekv. 8.14.	210-211 223
Pågjutningens tjocklek: $h_1 \geq 4 \cdot d_{\max} = 4 \cdot 12 = 48 \text{ mm} \Rightarrow$ Välj $h_1 = 50 \text{ mm}$.	Krav på minsta tjocklek m.h.t. största stenstorlek ges av ekv. 8.1.	210
Kontrollera sprickbredd: $w = n \cdot h_1 \cdot \varepsilon_{cs} = 3 \cdot 50 \cdot 0,6 \cdot 10^{-3} = 0,090 \text{ mm}$ Värdet $w = 0,09 \text{ mm} < 1 \text{ mm}$ vilket innebär att vi med bred marginal når erforderlig sprickbreddsklass (II).	Vi kan t.o.m. uppnå sprickbreddsklass I, där kravet är 0,3 mm. Men enligt förutsättningarna kan det gamla golvet innehålla sprickor som fortplantas uppåt genom pågjutningen, se avsnitt 6.3, varför fi håller fast vid sprickbreddsklass II.	210 47



FIGUR 6.1. Sektion över oarmerad pågjutning på befintligt golv. Mått i mm.

<u>Alternativ B. Armerad betong.</u>		
Vi väljer armering för ett fall där vi är osäkra på att vi kan erhålla vidhäftning i alla punkter.	Vi hamnar därmed i fall II vad gäller vidhäftning, se avsnitt 8.2.1. Det är det fall som kräver mest armering.	210-211
Vi väljer ett armeringsnät med $\Phi = 8 \text{ mm}$.		
Pågjutningens tjocklek måste dels uppfylla villkoret för alternativ A, dels följande villkor: $h_1 \geq 3 \cdot \Phi + 5 \text{ mm} + c_k = 3 \cdot 8 + 5 + 10 = 39 \text{ mm} \Rightarrow$ Välj $h_1 = 60 \text{ mm}$.	De geometriska kraven på pågjutningen finns i ekv. 8.1 och 8.2. Enligt täckskiktsstandarden SS EN 1992-1-1:2005 skall minsta täckande betongskikt m.h.t. korrosionsskydd vara 10 mm för $vct_{ekv} \leq 0,60$. Vald betongkvalitet C 30/37 svarar mot ett $vct \approx 0,57$ (se tabell 1.18) vilket innebär att kravet på ekvivalent vattencementtal för täckskiktet 10 mm är uppfyllt. Eftersom det kan vara praktiskt svårt att få nätet att hamna exakt på halva pågjutningstjockleken överallt	210 93 56

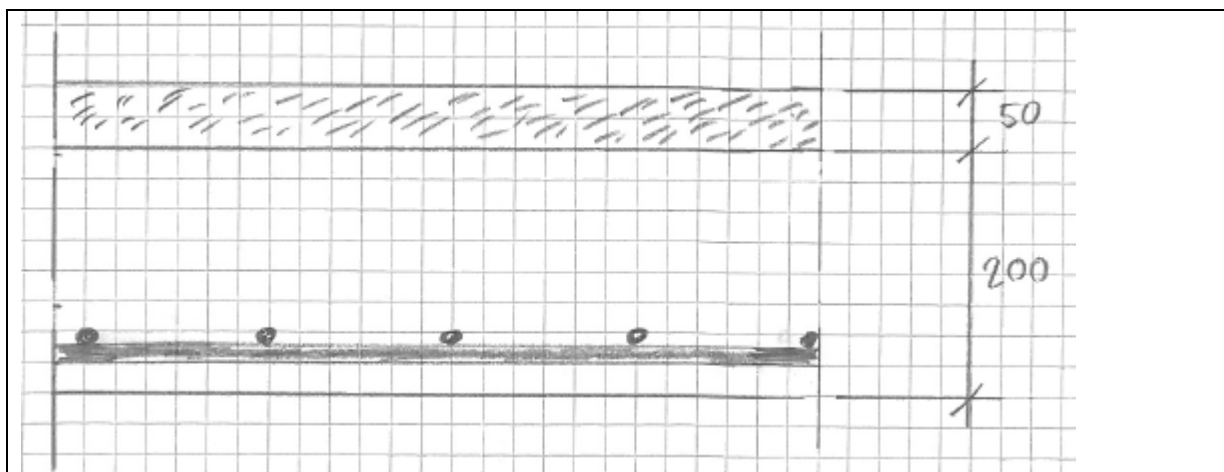
	ökar vi tjockleken till 60 mm.	
<p>Erforderlig armering för sprickbegränsning beräknas med ekvation 6.41:</p> $A_s \sigma_s \geq A_{ef} f_{cth}$ <p>där σ_s är det största värdet av f_{yk} och 420 MPa samt $f_{cth} = a \cdot f_{ctk}$. För sprickbreddsklass II sätts $a = 1,5$.</p> <p>Ekvationen kan omskrivas enligt följande:</p> $\rho = \frac{a \cdot f_{ctk}}{\sigma_s} = \frac{1,5 \cdot 2,0}{420} = 0,714 \%$ <p>Avståndet s mellan stängerna i nätet kan beräknas med följande ekvation:</p> $s \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{h \cdot \rho} = \frac{\pi \cdot 8^2 / 4}{60 \cdot 0,00714} = 117 \text{ mm} \Rightarrow$ <p>Välj armeringsnät Nps 500 $\Phi 8$ s 110 mm som placeras på halva tjockleken.</p>	<p>Observera att det är <i>hela</i> betongtvärsnittet som skall räknas som betongarea, dvs. $A_{ef} = bh_1$ för en pågjutning med bredd b och tjocklek h_1.</p>	167, 47
<p>Kontroll av sprickbredd:</p> <p>Armeringen är inlagd en rekommendation i tabell 1.15. Vi kan då räkna med att "max sprickbredd vid betongytan" < 1,0 mm.</p>	<p>I dagsläget (2014) finns ingen tillförlitlig metod för att beräkna sprickbredder i pågjutningar med osäker vidhäftning till underlaget.</p>	47



FIGUR 6.2. Sektion över armerad pågjutning på befintligt golv. Mått i mm.

<u>Alternativ C. Fiberbetong.</u>		
<p>Vi väljer armering för ett fall där vi är osäkra på att vi kan erhålla vidhäftning i alla punkter.</p>	<p>Om vi är säkra på god vidhäftning i alla punkter, kan vi välja oarmerad betong, se alternativ B ovan. En oarmerad pågjutning bör inte vara alltför tjock.</p>	
<p>Välj pågjutningens tjocklek $h_1 = 50$ mm.</p>	<p>Tjockleken uppfyller det geometriska kravet enligt ekv. 8.1 som är detsamma som för oarmerad betong. Någon ytterligare</p>	210

	dimensionering behöver inte göras. Ekvationer för uppskattning av sprickbredder i pågjutningar med osäker vidhäftning saknas.	
--	---	--



FIGUR 6.3. Sektion över pågjutning av fiberbetong på befintligt golv. Mått i mm.

6.6 Kontrollberäkning av det pågjutna golvet

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Bärförmågan hos det pågjutna golvet är tillfyllest för att klara de aktuella lasterna för tänkt livslängd = 20 år. I och med att skadorna i golvet för närvarande är små och lasterna ungefär likvärdiga före och efter pågjutningen behöver inte någon utredning göras om golvets bärförmåga.	Golvet har tidigare använts för lätt industri och kommer efter renoveringen att användas för lager för lätta varor. I tabell 1.8 hamnar dessa båda verksamheter på samma rad för den schablonmässiga bestämningen av aktuella laster.	39
	<u>Ytterligare (ej nödvändig) kontroll för böjande moment</u>	
	Först kan vi konstatera att den fördelade lasten $p = 15 \text{ kN/m}^2$ förs genom plattan utan att ge upphov till några påkänningar i betongen. Med tanke på att byggnaden redan använts till verksamhet med ungefär lika stora laster kan vi utgå ifrån att terrassen klarar denna last utan sättningar. Eftersom punktlasten P (från de staplade pallarna) är nästan fyra gånger större än hjullasten F räcker det att vi studerar punktlasten P även om hjullasten vid dimensionering skulle förstöras med ett dynamiskt tillskott på 25-60 % (se tabell 1.4 och 1.5). En noggrann beräkning bör omfatta beräkningar för både böjande	37

	<p>moment och genomstansning, för olika placeringar av lasten m.h.t. fogar och kanter, för olika varaktighet hos lasten samt för både bruks- och brottgränstillstånd. Eftersom vi redan genom ett resonemang kring golvet historia och framtid har kunnat konstatera att det kommer att hålla, begränsas nedanstående kommentar till brottgränstillståndet och en last i det inre av plattan (mellan fogarna).</p>	
	<p>Skall vi genomföra en beräkning för punktlasten behöver vi ha följande data:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Punktlastens storlek P - Punktlastens varaktighet - Belastningsytans diameter a - Betongens tjocklek h - Betongens elasticitetsmodul E - Betongens tvärkontraktionstal ν - Underlagets styvhet - Om oarmerad betong eller fiberbetong: betongens böjdraghållfasthet $f_{c,fl}$ - Om armerad: armeringsinnehåll ρ - Om armerad: armeringens hållfasthet f_{st} - Om fiberbetong: residualhållfasthetsfaktor $R_{10,20}$ <p>Vi har följande uppgifter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $P = 59,8$ kN - $h = 180-230$ mm (räkna med att 20 mm försvinner vid vattenbilning, högre värdet inkluderar 50 mm pågjutning) - $E_c = 28,5$ GPa (BBK 94 för K25) - $\nu = 0,2$ (BBK 94, BBK 04 m.fl.) - $f_{c,fl} = 3,6$ MPa (Betongrapport nr 4, figur 3.6, s. 42, för K25) <p>Vi antar följande:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Varaktighet = 3 månader - $a = 0,10$ m - Grus ($E_u = E_g = 60$ MPa, $\nu_g = 0,35$; Betongrapport nr 4, tabell 4.5, s. 66, för medellång tid) 	
	<p>Antag osprucken betong.</p> <p>Dimensionerande värde på betongens böjdraghållfasthet kan beräknas med hjälp av följande ekvation (som bygger på generella hållfasthetssamband i BBK 04 avsnitt 2.3.1):</p> $f_{c,fl,d} = \frac{f_{c,fl,k}}{(\eta\gamma_m) \cdot \gamma_n} = \frac{3,6}{1,5 \cdot 1,0} = 2,4 \text{ MPa}$ <p>EK 2:s synsätt på säkerhetsproblemet (där ingen åtskillnad görs på säkerhetsklass på materialsidan) spelar ingen betydelse för säkerhetsklass 1 då $\gamma_n = 1,0$.</p> <p>Betonggolvet momentkapacitet kan – i fall vi förutsätter osprucken betong och försummar både armeringen och pågjutningen – beräknas med hjälp av ekv. C.2 i bilaga C:</p>	267

	$m_d = \frac{f_{c,fl,d} h^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 0,18^2}{6} = 0,01296 \text{ MNm/m} = 13,0 \text{ kNm/m}$	
	<p>Osprucken betong – elastisk analys.</p> <p>Styvhetsradien r behövs för bestämning av moment med hjälp av diagrambilagan B och kan beräknas med ekv. 6.23:</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{E_c h^3}{12(1-\nu_c^2)}}{\frac{E_g}{1-\nu_g^2}}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{28500 \cdot 0,18^3}{12(1-0,2^2)}}{\frac{60}{1-0,35^2}}} = 0,750 \text{ m}$ <p>Vi använder diagram 2 i bilaga B. För små värden på a/r finns en praktisk ekvation (även återgiven i huvudtexten som ekv. 6.25). Här gäller följande:</p> $a/r = 0,10/0,750 = 0,133 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) = 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,133 = 0,265$ <p>Lastkapaciteten för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,265 = 13,0/0,265 = 48,9 \text{ kN} < 59,8 = P_d \Rightarrow$ Vi måste beakta även pågjutningen.</p>	161 254
	<p>Vi ökar ut tjockleken till $0,18 + 0,05 = 0,23 \text{ m}$. Vi förutsätter fullständig vidhäftning mellan gammal betong och pågjutning (alt. A och C) och får</p> $m_d = \frac{f_{c,fl,d} h^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 0,23^2}{6} = 21,16 \text{ kNm/m}$ <p>och</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot \frac{28500 \cdot 0,23^3}{12(1-0,2^2)}}{\frac{60}{1-0,35^2}}} = 1,656 \text{ m}$ $a/r = 0,10/1,656 = 0,0604 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) = 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,0604 = 0,329$ <p>Lastkapaciteten för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,329 = 21,16/0,329 = 64,4 \text{ kN} > 59,8 = P_d \Rightarrow$ OK.</p>	
	<p>I alternativ B (armerad pågjutning) kan vi enligt förutsättningarna inte förlita oss på vidhäftning mellan det gamla betonggolvet och den nya pågjutningen. I stället summerar vi styvheter. Eftersom vi inte vattenbilar det gamla golvet kan vi använda tjockleken 200 mm.</p> <p>Styvheterna för den gamla betongen och pågjutningen är</p> $\frac{28500 \cdot 0,20^3}{12(1-0,2^2)} = 19,79 \text{ MNm}^2/\text{m resp.}$	

	$\frac{33000 \cdot 0,06^3}{12(1 - 0,2^2)} = 0,62 \text{ MNm}^2/\text{m}$ <p>Total styvhet blir $19,79 + 0,62 = 20,41 \text{ MNm}^2/\text{m}$. Det böjande momentet M_d kommer att fördelas mellan delarna i proportion mot resp. styvhet. Vi får $M_{d,gl\ b1g} = 19,79/20,41 = 0,97 \cdot M_d$ resp. $M_{d,gl\ b2g} = 0,62/20,41 = 0,03 \cdot M_d$</p> <p>Pågjutningen får en försumbar del av lasten, medan det gamla betonggolvet för 97 %. Det gamla golvet har momentkapaciteten</p> $m_d = \frac{f_{c,flid} h^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 0,20^2}{6} = 16,0 \text{ kNm/m}$ <p>Styvhetsradien får värdet</p> $r = \sqrt[3]{\frac{2D}{C}} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot (19,79 + 0,62)}{\frac{60}{1 - 0,35^2}}} = 0,842 \text{ m}$ $a/r = 0,10/0,842 = 0,119 < 1 \Rightarrow$ $\frac{M_{\max}}{P} = 0,104 - 0,08 \cdot \ln(a/r) = 0,104 - 0,08 \cdot \ln 0,119 = 0,274$ <p>Lastkapaciteten för böjande moment blir $P_{\max} = m_d/0,274 = 16,0/0,274 = 58,3 \text{ kN} < 59,8 = P_d$.</p> <p>Men det gamla betonggolvet behöver enbart bära 97 % av lasten, dvs. $0,97 \times 59,8 = 57,9 \text{ kN}$ och kapaciteten $58,3 \text{ kN} > \text{lastandelen } 57,9 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$.</p>	
	<p><u>Ytterligare (ej nödvändig) kontroll för genomstansning</u></p>	
	<p>Den armerade betongplattan kontrolleras för genomstansning. Vi kan använda avsnitt 3.12.3 i BBK 04 (citerat i avsnitt 6.4.12). Vi har följande indata:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $d = h - TB - \Phi = 0,180 - 0,020 - 0,012 = 0,148 \text{ m}$ - $u_1 = 2\pi \cdot (a/2 + d/2) = 2\pi \cdot (0,10/2 + 0,148/2) = 0,779 \text{ m}$ - $\rho = \pi \cdot \Phi^2/4/(d \cdot s) = \pi \cdot 12^2/4/(148 \cdot 150) = 0,509 \%$ - $\xi = 1,4$ (gäller för $d < 0,2 \text{ m}$) - $\eta = 1,0$ (centrisk last) - $f_{ct} = 1,40/(1,5 \times 1,0) = 0,933 \text{ MPa}$ (BBK 94 för K25) <p>Vi får:</p> $f_{v1} = \xi \cdot (1 + 50\rho) \cdot 0,45 \cdot f_{ct} =$ $= 1,4 \cdot (1 + 50 \cdot 0,00509) \cdot 0,45 \cdot 0,933 = 0,737 \text{ MPa}$ <p>och</p> $V_u = \eta \cdot u_1 \cdot d \cdot f_{v1} = 1,0 \cdot 0,779 \cdot 0,148 \cdot 0,737 =$ $= 0,0850 \text{ MN} = 85,0 \text{ kN}$ <p>Vi ser att betonggolvet kapacitet $V_u = 85,0 \text{ kN} > \text{maximalt värde på dimensionerande punktlast } P_d = 59,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$.</p> <p>Det är inte orimligt att använda den handbok som används vid</p>	164-165

	ursprunglig dimensionering för kontrollberäkningar. En (här inte redovisad) beräkning enligt EK 2 ger ännu högre bärförmåga för fallet genomstansning.	
	Avslutningsvis kan nämnas att pågjutningen inte medräknats. Erhåller man en 50 mm tjock vidhäftande pågjutning kan tjockleken h ökas från 180 till 230 mm och effektiva höjden d från 148 till 198 mm.	221

6.7 Anvisningar för utförande

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Alternativ A. Oarmerad betong.</u>		
<p>Alternativ A förutsätter vidhäftning mellan befintlig betong och pågjutning. Följande åtgärder skall vidtas:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kartering av fogarna. - Vattenbilning av 10-20 mm av ytan. - Omedelbar rengöring av ytan efter vattenbilning. - (Om tid förflyter mellan bilning och pågjutning: förnyad rengöring inför pågjutning). - Förvattning av ytan från tiden 48 timmar före pågjutning till 12 timmar före pågjutning. - Pågjutning. - Vibrering. 	<p>Produktionsschemat skall förses med tidpunkter för varje moment. Dessa kan dock tas fram först när exakt betongrecept och förväntad temperatur vid gjuttillfället är kända.</p>	227-228
<ul style="list-style-type: none"> - Grovglättning. - Finglättning. - Härdning med membranhärdare. - Sågning av spår precis ovanför gamla spåren. Spår djupet görs till 1/3 av pågjutningstjockleken. - Härdning med vattenbegjutning och täta dukar. - Härdningen avslutas efter 7 dygn. 	<p>Utförandet av pågjutningen sammanfaller på dessa punkter av utförandet av platta på mark, dvs. kap 4.</p>	114-116, 118, 121
<u>Alternativ B. Armerad betong och C. Fiberbetong</u>		
<p>Alternativ B och C förutsätter inte någon vidhäftning även om vidhäftning skulle ge en ytterligare säkerhet mot sprickor.</p> <p>Pågjutningen utförs på samma sätt som för alternativ A med undantag från följande punkter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Momentet med kartering av fogar utgår. - Momentet med vattenbilning utgår och ersätts av t.ex. sandblåstring. 	<p>Armeringsnätet i alternativ B består av stänger $\phi = 8$ mm i två riktningar. Avståndet från underlaget (= gammal betong) till underkanten på de stänger som ligger lägst blir 22 mm ($= h/2 - \phi = 60/2 - 8$).</p>	

<ul style="list-style-type: none"> - Armeringsnätet placeras ut på distanser med höjden = 22 mm (gäller enbart alt. B). - Momentet med sågning utgår. 		
---	--	--

6.8 Kontroll

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betong-rapport nr 13
<u>Alternativ A. Oarmerad betong</u>		
<p>Kontrollen bör omfatta följande punkter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kontroll av motgjutningsytans renhet före pågjutning. - Kontroll av pågjutningsbetongens tryckhållfasthet. - Kontroll av vidhäftningen mellan befintlig betong och pågjutning. 		
<u>Alternativ B. Armerad betong</u>		
<p>Kontrollen bör omfatta följande punkter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kontroll av armeringens mått och läge före pågjutning. - Kontroll av pågjutningsbetongens tryckhållfasthet. <p>Betongen till pågjutningen skall uppfylla hållfasthetskraven för betong C 30/37 och samtidigt <i>inte</i> överträffa kraven för betong C 35/45.</p>	<p>För att säkerställa att armeringen är tillräcklig för att ge erforderlig sprickfördelning får hållfastheten inte var för hög. Upp till en hållfasthetsklass för högt bör kunna accepteras eftersom man räknar med ett högt värde på draghållfastheten. Sannolikheten för att man samtidigt skall hamna i en högre hållfasthetsklass och nå dess övre fraktil bedöms som liten.</p>	
<u>Alternativ C. Fiberbetong</u>		
<p>Kontrollen bör omfatta följande punkter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Förprovning av fiberbetongens böjgenskaper inkl residualhållfasthetsfaktor. - Kontroll av fiberinnehållet i den färska fiberbetongen. 	Se bilaga F.	295-296

7 Exempel 5 – pågjutning på TT-kassetter

7.1 Orientering

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer
Ett detaljhandelsföretag planerar en byggnad för försäljning av möbler. Byggnaden består av tre våningsplan av vilka de två understa skall användas för utställning och försäljning. Det nedre mellanbjälklaget projekteras som TT-kassetter med en tunn pågjutning. TT-kassetterna har spännvidden 16 m och avståndet mellan dem är 6 m. TT-kassetternas konstruktionshöjd är 540 mm. Betongkvaliteten är C 40/50. Beställaren är progressiv och vill att möblerna skall exponeras mot en rå betongyta. Hon vill inte ha några vilda sprickor men kan acceptera att de långsgående fogarna mellan TT-kassetterna markeras.	Aktuell information är otillräcklig. Vi behöver få svar på åtminstone följande frågor: <ol style="list-style-type: none"> 1. Hur skall golvet användas? Vilka laster förväntas? 2. Skall det utsättas för frost, tösalter eller kemikalier? 3. Hur länge skall det användas? 4. Ser man en försäljning längre fram?

7.2 Fördjupad information

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer
Genom intervjuer och genomgång av de handlingar (t.ex. ritningar) som finns får vi följande svar på frågorna: <ol style="list-style-type: none"> 1. Lager för lätta varor, se under "Krav" nedan. 2. Nej, inga miljöbelastningar. 3. Minst 20 år. 4. Nej, ingen försäljning tänkbar (för tillfället). 	En utställnings- och försäljningslokal för möbler kan karakteriseras som "lager för lätta varor". Det handlar inte om försäljning av pianon eller flyglar.

7.3 Krav

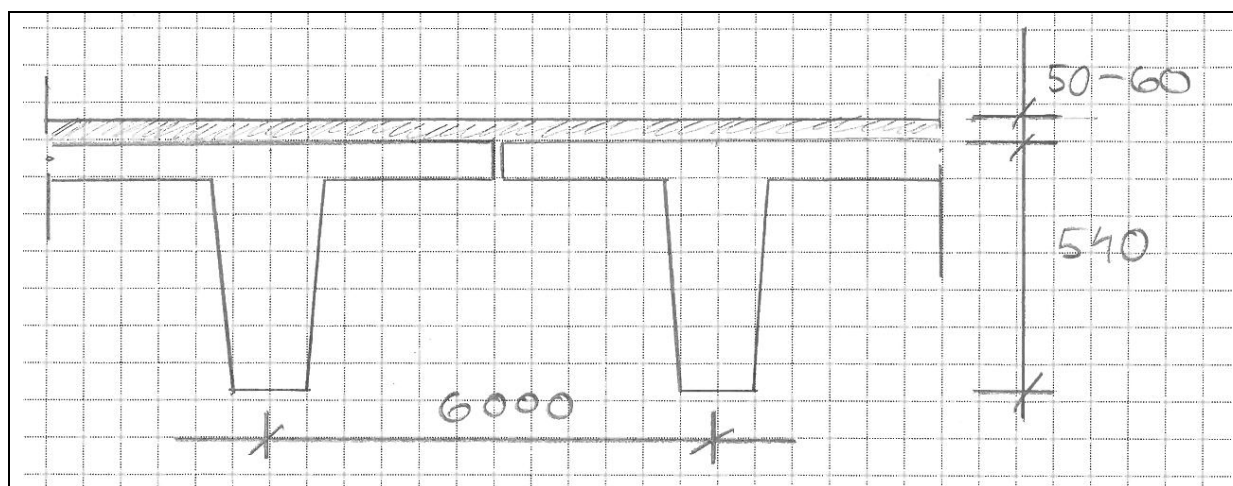
Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
	Många beställare har svårt att identifiera och formulera krav. Vet man vad lokalen skall användas till blir det enklare, men annars får man göra en grövre bedömning. Av tabell 1.2 framgår att <i>utseende, dammfrihet, täthet, halksäkerhet, rengörbarhet, gångbehaglighet, brandmotstånd och statisk elektricitet</i> är de viktigaste egenskaperna för lager för lätta varor. <i>Beständighet mot korrosion</i> bör alltid behandlas. Tabellen anger här siffran 2 vilket utläses "små krav bör ställas".	34-35
Karakteristiska laster:	Enligt tabell 1.8 kan man förvänta sig utbredd last på högst 5 kN/m ² och punktlast på högst 10 kN för	39, 36

Max utbredd last $p = 5 \text{ kN/m}^2$. Max punktlast $P = 10 \text{ kN}$.	”mycket lätt industri” som vårt lager kanske kan jämföras med. Vi utgår ifrån att TT-kassetterna dimensioneras för dessa laster utan att ev. samverka med pågjutningen behöver beaktas.	
Exponeringsklass X0.	Enligt förutsättningarna förekommer ingen miljöbelastning i lokalen. Karbonatisering förekommer dock alltid i en inomhuslokal. Förekommer fukt ökar risken för korrosion, se vidare avsnitt 1.1.3. Vi räknar dock med att vi här har ett torrt inomhusklimat. Betongföreningens rapport nr 11 rekommenderar att man väljer exponeringsklass X0 för normala bostads- och kontorsutrymmen o.d.”(tabell 3.3, s 17).	39-40
Golvklass FR3 för jämnhet.	För jämnhet bör golvklass FR3 vara tillräckligt, se tabell 1.12.	43
Sprickbreddsklass I.	Vi väljer sprickbreddsklass I men noterar att de längsgående fogarna mellan TT-kassetterna får markeras. Se vidare tabell 1.15 och diskussionen om val av sprickbreddsklass.	47-49
	Fuktsäkerhetskravet behandlas i avsnitt 1.1.8. En tunn pågjutning torkar relativt snabbt. TT-kassetterna kommer i första hand att torka nedåt. Golvet skall heller inte beläggas med något material som skadas av fukt. Vi behöver därför inte göra någonting för att ytterligare förbättra fuktsäkerheten.	50
Kontrollera att sprickorna är mycket små, att de längsgående fogarna är regelbundna samt att golvets kulör är jämngrå.	Sprickbildningen styrs av åtgärderna för att säkerställa sprickbreddsklass I. Ytans utseende och kulör påverkas främst av valet av cement och ballast samt glättning och härdning. Att kulören är konstant är vanligen viktigare än att den har en viss ton. Den konstanta kulören säkerställs genom att receptet hålls konstant i samtliga etapper samt att alla moment görs på samma sätt genom alla etapper. För att inte variationer i väderlek skall störa bör pågjutningen utföras efter att tak och väggar monterats och under en jämn temperatur. Vill man åstadkomma en viss struktur bör denna fastställas genom provgjutning av en yta före det slutgiltiga valet, se även Betongrapport nr 14 ”Att beskriva betongytor”.	51
Kontrollera dammfrihet efter färdigställande.	Dammfrihet behandlas i avsnitt 1.1.11. Vi skall välja en betong utan risk för vattenseparation och fukthärda väl.	51-52
Täthet genom sprickstyrning.	Täthet behandlas i avsnitt 1.1.12. Där betonas sprickor och sprickfrekvens.	52
Halksäkerhet	Halksäkerhet behandlas i avsnitt 1.1.13. Halksäkerhet kan komma i konflikt med krav på jämnhet och rengörbarhet eftersom en viss friktion mellan sko och yta eftersträvas. Här bedömer vi att stålglättad yta kan fungera som en kompromiss.	53
Rengörbarhet	Rengörbarhet behandlas i avsnitt 1.1.14. Genom att	53

	sprickorna hålls nere både vad gäller bredd och frekvens underlättas städningen.	
Gångbehaglighet	Gångbehaglighet behandlas i avsnitt 1.1.15. Gångbehagligheten är mindre på en betongyta än om det förses med en beläggning. Beställaren har dock redan föreskrivit betonggolvs.	53
Brandmotstånd	Brandmotstånd behandlas i avsnitt 1.1.16. Eftersom beläggning saknas blir brandmotståndet automatiskt gott.	53
Statisk elektricitet	Statisk elektricitet blir knappast ett problem vid gångtrafik på en betongyta. Begreppet statisk elektricitet behandlas inte i Betongrapport nr 13.	

7.4 Materialval

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Alternativ A. Armerad betong</u>	Oarmerad betong är inte ett alternativ för sprickbreddsklass I. Även om man vid god vidhäftning bör få relativt små sprickor finns risk för områden med nedsatt vidhäftning. I sådana områden riskerar sprickbredden att bli stor.	
Betong C 30/37. Största stenstorlek $d_{\max} = 12$ mm.	Genom att tillsätta filler i betongen kan risken för vattenseparation reduceras (se BHB Arbetsutförande, avsnitt 2.6.2). Därmed motverkas dammbildning.	95
Betongens fria krympning begränsas till 0,6 %.	Betongens fria krympning bör begränsas till 0,6 %. Låg krympning kan åstadkommas med största möjliga stenstorlek och största möjliga stenhalt. I pågjutningar måste dock max stenstorlek begränsas. För att begränsa krympningen i detta fall kan man behöva tillsätta ett krympningsreducerande tillsatsmedel till betongen.	Tabell 1.15, 47
Armering NPs 500.	Armeringen utformas som ett nät och läggs på halva pågjutningshöjden.	
<u>Alternativ B. Fiberbetong</u>		
Betong C 30/37. Största stenstorlek $d_{\max} = 12$ mm.	För betong, se alternativ A ovan. Fiberlängden $l_f > d_{\max}$, dvs. här > 12 mm. De flesta fibrer på marknaden uppfyller detta krav.	210
30/37 med residualhållfasthetsfaktor $R_{10,20} \geq 70$ %.	Skall man välja fiberbetong bör man säkerställa god vidhäftning mellan underlag och pågjutning över hela ytan. Residualhållfasthetsfaktorn kommer då inte vara den ensamt avgörande faktorn för sprickfördelning, varför 70 % bör vara tillfyllest. Residualhållfasthetsfaktorn måste bestämmas genom provning. Välj Svenska Betongföreningens metod som beskrivs i avsnitt 8.4.2 i Betongrapport nr 4.	169 224



FIGUR 7.1. Sektion över pågjutna TT-kassetter. Mått i mm.

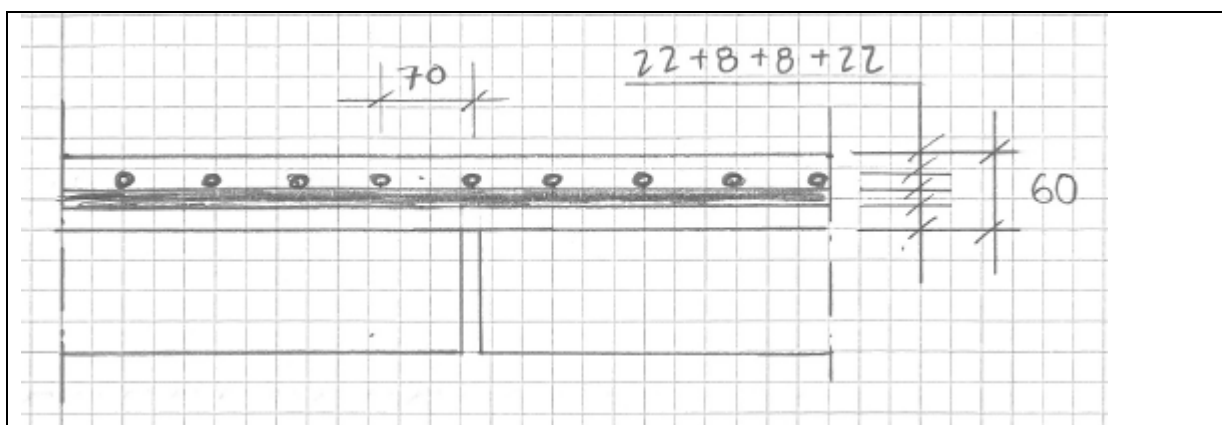
7.5 Avgränsningar

Detaljlösningar såsom tvärgående fogar och konstruktionsändar (K-ändar) behandlas inte i Betongrapport nr 13 och därför inte heller här.

7.6 Dimensionering av pågjutningen

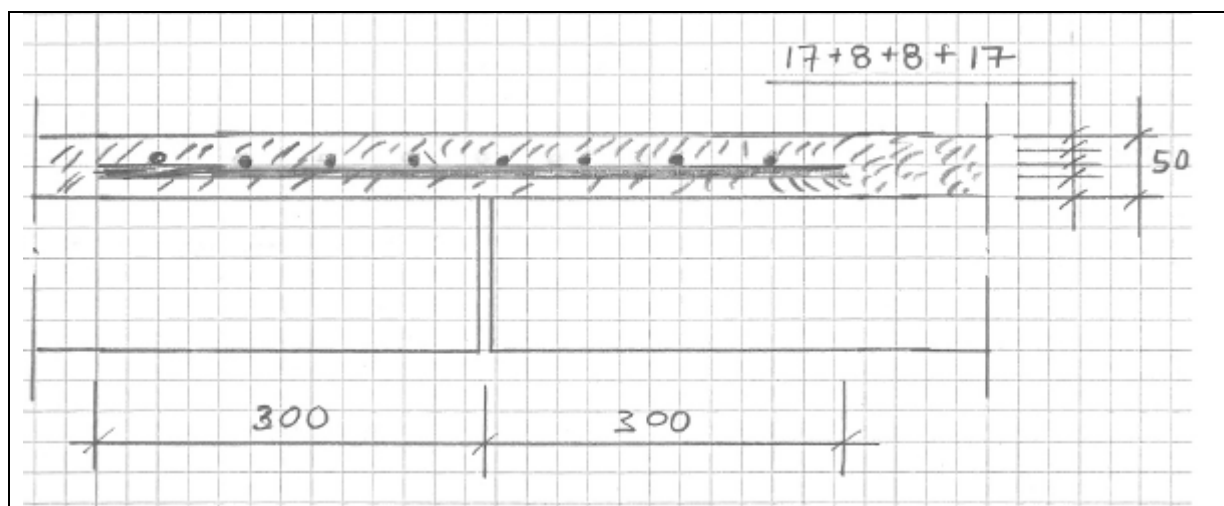
Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Betongens egenskaper</u>		
Betong C 30/37.	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk tryckhållfasthet $f_{ck} = 30$ MPa		
Karakteristisk draghållfasthet $f_{ctk} = 2,0$ MPa	EK 2, tabell 3.1	
Karakteristisk elasticitetsmodul $E_{ck} = 33$ GPa	EK 2, tabell 3.1	
<u>Alternativ A. Armerad betong.</u>		
Vi väljer armering för ett fall där vi är osäkra på att vi kan erhålla vidhäftning i alla punkter.	Vi hamnar därmed i fall II vad gäller vidhäftning, se avsnitt 8.2.1. Det är det fall som kräver mest armering.	210-211
Vi väljer ett armeringsnät med $\Phi = 8$ mm.		
Pågjutningens tjocklek måste dels uppfylla ett geometriskt krav m.h.t. max stenstorlek, dels ett geometriskt krav m.h.t. tätskikt och armeringsdimension. Vi får följande villkor: $h_1 \geq \begin{cases} 4 \cdot d_{\max} = 4 \cdot 12 = 48 \text{ mm} \\ 3 \cdot \Phi + 5 \text{ mm} + c_k = 3 \cdot 8 + 5 + 10 = 39 \text{ mm} \end{cases}$ ⇒ Välj $h_1 = 60$ mm.	De geometriska kraven på pågjutningen finns i ekv 8.1 och 8.2. Enligt den svenska nationella bilagan till Eurokod 2 skall täckande betongskikt m.h.t. korrosionsskydd vara 10 mm för $v_{ct_{ekv}} \leq 0,60$. Vald betongkvalitet C 30/37 svarar mot ett	210 93

	<p>$vct \approx 0,55$ vilket innebär att kravet på ekvivalent vattencementtal för täcksiktet 10 mm är uppfyllt.</p> <p>Eftersom det kan vara praktiskt svårt att få nätet att hamna exakt på halva pågjutningstjockleken överallt ökar vi tjockleken till 60 mm.</p>	
<p>Erforderlig armering för sprickbegränsning kan beräknas med ekvation 6.4.1:</p> $A_s \sigma_s \geq A_{ef} f_{cth}$ <p>där σ_s är det största värdet av f_{yk} och en utnyttjad armeringsdragspänning σ_{max} som för sprickbreddsklass I bestäms av armeringens diameter Φ och delning samt $f_{cth} = a f_{ctk}$. För sprickbreddsklass I sätts $a = 1,5$. Vi har $\Phi = 8$ mm och provar först med $s = 100$ mm. Vi erhåller $\sigma_{max} = 240$ MPa.</p> <p>Ekvationen kan omskrivas enligt följande:</p> $\rho = \frac{a \cdot f_{ctk}}{\sigma_s} = \frac{1,5 \cdot 2,0}{240} = 1,25 \%$ <p>Avståndet s mellan stängerna i nätet kan beräknas med följande ekvation:</p> $s \leq \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{h_1 \cdot \rho} = \frac{\pi \cdot 8^2 / 4}{60 \cdot 0,0125} = 67,0 \text{ mm}$ <p>Men för $s = 67$ gäller $\sigma_{max} = 266$ MPa. Vi får $\rho = 1,13 \%$ och $s = 74,3$ mm. Ytterligare iterationer ger $\sigma_{max} = 262$ MPa, $\rho = 1,15 \%$ och $s = 73,2$ mm</p> <p>Välj armeringsnät Nps 500 $\Phi 8$ s 70 mm som placeras på halva tjockleken.</p>	<p>Ekvation 4.5.6 är grunden för rekommenderad armering i tabell 1.15. Observera att det är <i>hela</i> betongtvärsnittet som skall räknas som betongarea, dvs. $A_{ef} = bh_1$ för en pågjutning med bredd b och tjocklek h_1.</p> <p>För sprickbreddsklass I begränsas utnyttjad dragspänningen i armeringen utöver vad som gäller i BBK 04. Betongrapporten hänvisar till avsnitt 7.3.3 i EK 2, men värdena finns i en tabell 6.4 i avsnitt 6.4.16 i Betongrapporten. Tabellen ger värden på σ_{max} bl.a. för $s = 50$ och $s = 100$ mm. Vi interpolerar mellan dem.</p>	167-169 47



FIGUR 7.2. Sektion över armerad pågjutning. Nätets undre stänger skall ligga vinkelrätt mot fogen. Mått i mm.

Alternativ B. Fiberbetong.		
Vi förutsätter här vidhäftning mellan befintlig betong och pågjutning.	Vidhäftning är nyckeln till ett gott resultat. Antar vi att vi kan nå tillräcklig vidhäftning kan sprickbredden uppskattas med hjälp av ekv. 8.15.	210-211 223
$h_1 \geq 4 \cdot d_{\max} = 4 \cdot 12 = 48 \text{ mm}$ Välj pågjutningens tjocklek $h_1 = 50 \text{ mm}$.	Tjockleken uppfyller det geometriska kravet enligt ekv 8.1.	210
Kontrollera sprickbredd.	Vi behöver ett kvantifierat krav på sprickbredden. Tabell 1.15 anger sprickbredden $< 0,3 \text{ mm}$ på betongens yta. Sprickbredden avtar dock från ytan och nedåt. Ett krav på $0,010$ till $0,020 \text{ mm}$ kan vara rimligt för sprickbreddsklass I.	47
$w = (1 - R_{10,20} / 100) \cdot n \cdot h_1 \cdot \varepsilon_{cs} = (1 - 0,70) \cdot 4,5 \cdot 50 \cdot 0,5 \cdot 10^{-3} = 0,034 \text{ mm}$ Värdet $w = 0,034 \text{ mm} < 0,10 \text{ mm}$ vilket innebär att vi når erforderlig sprickbreddsklass (I).	Vi kan uppskatta sprickbredden i en pågjutning av fiberbetong med ekv. 8.15. I ekvationen anges värdet $n = 3$, men för ytterligare säkerhet mot sprickor – som är motiverat i sprickbreddsklass I – kan värdet höjas med 50 %, dvs. till $n = 4,5$.	224



FIGUR 7.3. Sektion över pågjutning i fiberbetong. Ett armeringsnät läggs in över den längsgående fogen mellan TT-kassetterna. Nätets undre stänger skall ligga vinkelrätt mot fogen. Mått i mm.

7.7 Dimensionering av längsgående fog i pågjutningen

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
<u>Laster</u>		
I riktning vinkelrätt mot TT-kassetterna kommer tvärkraften av jämnt fördelad last att vara noll i den längsgående fogen mitt emellan balkarna. Punktlasten förutsätts dock kunna uppträda var som helst på bjälklaget.		
Punktlast $P = 10$ kN.		
Säkerhetsklass 2. Partialkoefficienter: $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,365$.	SS-EN 1990 ("Eurokod 0") innehåller grundläggande dimensioneringsregler med bl.a. partialkoefficienter för laster. Aktuell lastkombination skall hämtas för brottgränstillståndet STR, se SS-EN 1992-1-1 (Eurokod 2). (Betongrapport nr 15 innehåller en bra sammanfattning på s. 1-6 – 1-8.) Vår punktlast P kan ses som huvudlast och variabel last. I Betongrapport nr 15 finns en tabell 4 (s 1-7) som visar att vi skall använda partial-	

	<p>koefficienten $\gamma_Q = 1,5$. Enligt Sveriges bilaga NA kan man multiplicera denna koefficient med en partialkoefficient γ_Q för säkerhetsklass (här = 2). Vi får $\gamma_d = 0,91$ och $\gamma_Q \cdot \gamma_d = 1,5 \cdot 0,91 = 1,365$.</p>	
<p>Punktlastens dimensioneringsvärde: $P_d = 13,7$ kN.</p>	$P_d = \gamma_Q \cdot \gamma_d \cdot P_k = 1,365 \cdot 10 = 13,7$ kN	
<p>Tvärkraft i fogen av punktlasten $V_{Ed} < P_d/2 = 13,7/2 = 6,85$ kN</p>	<p>Står punktlasten intill fogen kan tvärkraften närma sig storleken på halva punktlasten. Står lasten längre ifrån fogen sjunker tvärkraften i fogen.</p>	
<u>Tvärkraftskapacitet i längsgående fog</u>		
Oavsett ifall armerad betong eller fiberbetong väljs utförs pågjutningen över den längsgående fogen med ett nät av samma typ som för alternativ A.		
<u>Alternativ A. Armerad betong.</u>		
<p>EK 2 ger följande:</p> $\frac{V_{Rd,c}}{b_w d} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \\ v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \end{array} \right.$ <p>För pågjutningen gäller: $h_1 = 60$ mm, $d = h_1/2 + \Phi/2 = 30 + 8/2 = 34$ mm $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_C = 0,18/1,5 = 0,12$</p> $k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{34}} = 3,43 \\ 2,0 \end{array} \right. = 2,0$ $\rho_1 = \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{d \cdot s} = \frac{\pi \cdot 8^2 / 4}{34 \cdot 70} = 0,0211 > 0,02 \Rightarrow \rho_1 = 0,02$ $\frac{V_{Rd,c}}{b_w d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,020 \cdot 30)^{1/3} = 0,940 \\ 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542 \end{array} \right. = 0,940 \text{ MPa}$	<p>Enligt EK 2 kan den relativ tvärkraftskapacitet (dvs. tvärkraft per area) för armerad betong (utan yttre normalkraft, dvs. $\sigma_{cp} = 0$) beräknas med ekvation 6.2.a och 6.2.b, se avsnitt 6.2.2 i EK 2.</p> <p>Vi ser till att nätet läggs så att de undre stängerna ligger vinkelrätt mot fogen varvid bärförmågan vinkelrätt mot fogen blir maximal.</p>	
<p>Per längdmeter fog erhålls:</p> $\frac{V_{Rd,c}}{b_w} = 0,940 \cdot d = 0,940 \cdot 10^{-3} \cdot 0,034 = 31,9$ kN/m		
Erforderlig medverkande foglängd:	<p>Punktlastens utbredning torde vara minst 0,1 m. Att denna last fördelas på en</p>	

$L_{\text{erf}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{\frac{V_{\text{Rd,c}}}{b_w}} = \frac{6,85}{31,9} = 0,21 \text{ m}$	dubbelt så lång sträcka är inte orimligt i ett fall där avståndet mellan armeringsstängerna ligger på $s = 70 \text{ mm}$.	
<u>Alternativ B. Fiberbetong.</u>		
<p>För pågjutningen av fiberbetong gäller:</p> $h_1 = 50 \text{ mm}, d = h_1/2 + \Phi/2 = 25 + 8/2 = 29 \text{ mm}$ $C_{\text{Rd,c}} = 0,18/\gamma_C = 0,18/1,5 = 0,12$ $k = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{29}} = 3,63 \\ 2,0 \end{array} \right. = 2,0$ $\rho_1 = \frac{\pi \cdot \Phi^2 / 4}{d \cdot s} = \frac{\pi \cdot 8^2 / 4}{29 \cdot 70} = 0,0248 > 0,02 \Rightarrow \rho_1 = 0,02$ $\frac{V_{\text{Rd,c}}}{b_w d} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,020 \cdot 30)^{1/3} = 0,940 \\ 0,035 \cdot 2,0^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,542 \end{array} \right. = 0,940 \text{ MPa}$	<p>Vi försummar fiberbetongens tillskott.</p> <p>Vi ser till att nätet läggs så att de undre stängerna ligger vinkelrätt mot fogen varvid bärförmågan vinkelrätt mot fogen blir maximal.</p>	
<p>Per längdmeter fog erhålls:</p> $\frac{V_{\text{Rd,c}}}{b_w} = 0,940 \cdot d = 0,940 \cdot 10^{-3} \cdot 0,029 = 27,2 \text{ kN/m}$		
<p>Erforderlig medverkande foglängd:</p> $L_{\text{erf}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{\frac{V_{\text{Rd,c}}}{b_w}} = \frac{6,85}{27,2} = 0,25 \text{ m}$	Punktlastens utbredning torde vara minst 0,1 m. Att denna last fördelas på en 2,5 gånger längre sträcka är inte orimligt i ett fall där avståndet mellan armeringsstängerna ligger på $s = 70 \text{ mm}$.	

7.8 Kontrollberäkning av det pågjutna golvet

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betongrapport nr 13
Ingen kontrollberäkning av bärförmågan behöver göras.	Vi utgår från att TT-kassetterna dimensioneras för att klara alla aktuella laster inklusive pågjutningens egentyngd.	

7.9 Anvisningar för utförande

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i
-------------------------------	-------------	---------

		Betong- rapport nr 13
<u>Alternativ A. Armerad betong.</u>		
<p>Alternativ A förutsätter inte någon vidhäftning även om vidhäftning skulle ge en ytterligare säkerhet mot sprickor.</p> <p>Pågjutningen utförs på följande sätt:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Noggrann rengöring av ytan efter med industridammsugare el. dylikt. - Armeringsnätet placeras ut på distanser med höjden = 22 mm. - Pågjutning. - Vibrering. 	<p>Produktionsschemat skall förses med tidpunkter för varje moment. Dessa kan dock tas fram först när exakt betongrecept och förväntad temperatur vid gjuttillfället är kända.</p> <p>Armeringsnätet i alternativ A består av stänger $\phi = 8$ mm i två riktningar. Avståndet från underlaget (= gammal betong) till underkanten på de stänger som ligger lägst blir 22 mm ($= h/2 - \phi = 60/2 - 8$).</p>	227-228
<ul style="list-style-type: none"> - Grovglättning. - Finglättning. - Härdning med membranhärdare. - Sågning av spår precis ovanför de längsgående fogarna. Spårjupet görs till 1/3 av pågjutningstjockleken. - Härdning med vattenbegjutning och täta dukar. - Härdningen avslutas efter 7 dygn. 	Utförandet av pågjutningen sammanfaller på dessa punkter av utförandet av platta på mark, dvs. kap 4.	114-116, 118, 121
<u>Alternativ B. Fiberbetong</u>		
<p>Pågjutningen utförs på samma sätt som för alternativ A med undantag från följande punkter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Utmärkning av de längsgående fogarna. - Momentet med armering utgår. - Limning av ytan med epoxi. 	Vattenbilning skulle kunna vara ett alternativ till limning med epoxi, men i många fall är det svårt att hantera bilningsvattnet.	

7.10 Kontroll

Råd eller sammanfattande text	Kommentarer	Sidor i Betong- rapport nr 13
<u>Alternativ A. Armerad betong</u>		
<p>Kontrollen bör omfatta följande punkter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kontroll av armeringens mått och läge före pågjutning. - Kontroll av pågjutningsbetongens tryckhållfasthet. <p>Betongen till pågjutningen skall uppfylla hållfasthetskraven för betong C 30/37 och samtidigt <i>inte</i> överträffa kraven för betong C 35/45.</p>	<p>För att säkerställa att armeringen är tillräcklig för att ge erforderlig sprickfördelning får hållfastheten inte var för hög. Upp till en hållfasthetsklass för högt bör kunna accepteras eftersom man räknar med ett högt värde på draghållfastheten. Sannolikheten för att man samtidigt skall hamna i en högre hållfasthetsklass och nå dess övre</p>	

	fraktil bedöms som liten.	
<u>Alternativ B. Fiberbetong</u>		
<p>Kontrollen bör omfatta följande punkter:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Förprovning av fiberbetongens böjgenskaper inkl residualhållfasthetsfaktor. - Kontroll av motgjutningsytans renhet före pågjutning. - Kontroll av fiberinnehållet i den färska fiberbetongen. - Kontroll av vidhäftningen mellan befintlig betong och pågjutning. 	Se bilaga F.	295-296

8 Exempelsamlingen och standarden om dimensionering av fiberbetong

8.1 Generella kommentarer

Under våren 2014 publicerade SIS en standard om fiberbetong, SS 812310:2014 "Fiberbetong – Dimensionering av fiberbetongkonstruktioner". Syftet med standarden är att underlätta för konstruktörer att använda fiberbetong i bärande konstruktioner. Tidigare har fiberbetong huvudsakligen använts för andra typer av konstruktioner såsom industrigolv och bergförstärkning. Standarden utgör ett komplement till Eurokod 2 och följer dess kapitelindelning. Tidigare har svenska konstruktörer som velat dimensionera fiberbetongkonstruktioner varit hänvisade till Svenska Betongföreningens rapporter om stålfiberbetong (nr 4, 1997) och industrigolv (nr 13, 2008). Jämfört med dessa s.k. Betongrapporter är de största förändringarna i nya standarden följande:

1. Utgångspunkten för dimensioneringsvärden är den europeiska standarden SS-EN 14651:2005. Där provas prismatiska balkar med spännvidd l , bredd b och höjd $h = 550 \times 150 \times 150$ mm i trepunktsböjning. Balkarna har dessutom ett sågat spår som utgör sprickanvisning i balkmitt. Tidigare användes den metod som lanserades av Betongföreningen (1997) och utgörs av en balk vanligen med måtten $l \times h \times b = 450 \times 75 \times 125$ mm som provas i fyrapunktsböjning.
2. Standarden innehåller en tabell där karakteristiska värden för böjdraghållfasthet klassificeras för fyra olika seghetsnivåer i vardera sex olika steg, dvs. totalt 24 värden.
3. Det karakteristiska värdet på böjdraghållfasthet omräknas därefter till ett karakteristiskt värde på draghållfastheten.
4. Draghållfasthetens dimensioneringsvärde bestäms därefter ur motsvarande karakteristiska värde genom multiplikation med två faktorer som behandlar fiberorienteringen och grad av statisk obestämmdhet i konstruktionen (samt division med en partialkoefficient för material liksom tidigare).
5. Momentkapaciteten beräknas med utgångspunkt från draghållfasthetens dimensioneringsvärde och en antagen spännings-töjnings-fördelning.
6. Nya ekvationer för tvärkrafts- och genomstansningskapacitet.
7. Nya metoder för beräkning av sprickor och deformationer.

Rapportförfattaren anser att tillvägagångssättet i den nya standarden egentligen är en omväg. Man (1) provar en fiberbetongbalk i böjning, (2) omvandlar till en draghållfasthet för att åter (3) beräkna kapaciteten i böjning. Förfarandet kan vara motiverat i bärande konstruktions-element såsom balkar och fribärande plattor där det är väsentligt att dimensioneringsmetoden så långt möjligt efterliknar den som används för konventionellt armerade betongelement men knappast för industrigolv där ingen person riskerar att skadas av nedfallande betongdelar. Det kan vara på sin plats att citera en text i Betongrapport nr 13:

Det är högst väsentligt att beräkningen av momentkapacitet kopplas till den provningsmetod som ligger till grund för beräkningen. Vid alla former av balkprovning kan hållfastheten f bestämmas enligt formeln $f = C m_1 / h_1^2$, där $m_1 =$ uppmätt brottmoment per balkbredd ($m_1 = M_V / b_1$), $h_1 =$ provkroppens tjocklek (höjd) och $C =$ konstant (för en linjär-elastisk modell är $C = 6$, för andra materialsamband gäller andra värden, t.ex. $C = 2,22$ för en modell med konstant spänning i hela den dragna delen av tvärsnittet [Betongrapport nr 4, 1997]). Momentkapaciteten m för ett betonggolv med tjockleken h kan därefter beräknas med formeln $m = (1/C) \cdot f \cdot h^2$. Kvoten f/C ingår i båda formlerna. Av detta framgår att värdet på konstanten C (som alltså beror på antaget materialsamband) egentligen är ointressant under förutsättning att samma värde används vid både bestämning av hållfasthet och beräkning av betonggolvet momentkapacitet. Här rekommenderas provningsmetoden enligt Betongrapport nr 4, men som alternativ kan även provningsmetoden enligt EN 14651 (se bilaga E, avsnitt E.2) användas om den används

konsekvent. Tilläggas kan att det tyvärr finns en kvarvarande brist i att ingen hänsyn tas till hållfasthetens storleksberoende. För böjning är dock denna effekt inte så stor.

Numera provar även de flesta svenska betonglaboratorier fiberbetong enligt den europeiska standarden SS-EN 14651. Man mäter kraften vid givna värden på spricköppningen $CMOD$ (*crack mouth opening displacement*) och räknar om kraften till en spänning som definieras som ett hållfasthetsvärde. Det karakteristiska värdet för fiberbetongens böjdraghållfasthet i klass i , där $i = 1, 2, 3$ eller 4 , kallas $f_{R,i}$. De fyra stegen (eller klasserna) motsvaras av $CMOD = 0,5; 1,5; 2,5$ och $3,5$ mm.

Då Betongrapport nr 13 utgår från den gamla svenska metoden är det viktigt att kunna översätta hållfasthetsvärden från den internationella metoden till den svenska. Det gäller främst residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,20}$, $R_{10,30}$ och $R_{10,50}$. I Betongrapport nr 13, bilaga E, finns ett förslag till översättning:

$$R_{10,20} = \frac{f_{R,1}}{f_{ct,L}^f} \cdot 100 \quad (8.1)$$

$$R_{10,30} = \frac{f_{R,2}}{f_{ct,L}^f} \cdot 100 \quad (8.2)$$

där $f_{R,1}$ och $f_{R,2}$ är karakteristisk böjdraghållfasthet i klass R_1 resp. R_2 och $f_{ct,L}^f =$ böjdragspänningen LOP (*limit of proportionality*) vid proportionalitetsgränsen. Vi kan sätta $f_{ct,L}^f = f_{c,flk} =$ karakteristisk böjdraghållfasthet för en betong som har identiskt betongrecept som den aktuella fiberbetongen men saknar fibrer.

I denna exempelsamling används även residual hållfasthetsfaktorn $R_{10,50}$. Analogt med de båda andra faktorerna kan faktorn $R_{10,50}$ bestämmas enligt följande:

$$R_{10,50} = \frac{f_{R,4}}{f_{ct,L}^f} \cdot 100 \quad (8.3)$$

där $f_{R,4}$ är karakteristisk böjdraghållfasthet i klass R_4 .

8.2 Kommentarer till exemplen

I exempel 1 (platta på mark med lätta laster) väljs en fiberbetong C 30/37 med residualhållfasthetsfaktorerna $R_{10,20} = 50$ och $R_{10,50} = 40$ %. Karakteristisk böjdraghållfasthet antas vara $f_{c,flk} = 4,60$ MPa. Man bör då välja en fiberbetong med $f_{R,1} = 2,30$ MPa och $f_{R,4} = 1,84$ MPa. Med beteckningar enligt SS 8122310 skulle den aktuella fiberbetongen anges som C 30/37 – R_13/R_42 . Standarden har nämligen enbart heltalsvärden för den karakteristiska böjdraghållfastheten. Dimensionering på säker sida innebär att avrundning sker uppåt ($2,30 \rightarrow 3$ och $1,84 \rightarrow 2$).

I exempel 2 (platta på mark med tunga laster) är kraven högre än i exempel 1. Man väljer samma betong men med högre krav på fibrerna: $R_{10,20} = 70$ och $R_{10,50} = 60$ %. Skulle man beställa fiberbetong enligt standarden skall den anges som: C 30/37 – R_14/R_43 .

I exempel 3 (på understödd platta) väljs en betong med litet högre hållfasthet, C 40/50. Karakteristisk böjdraghållfasthet antas vara $f_{c,flk} = 5,50$ MPa. För alternativ B (fiberbetong) krävs höga värden på segheten, uttryckta som $R_{10,30} = 85$ och $R_{10,50} = 75$ %. Följer man standarden blir det C 40/50 – R_25/R_44 . För alternativ C (kombinationsarmering) kan kraven på seghet hos fiberbetong sänkas något ($R_{10,30} = 70$ och $R_{10,50} = 60$ %). Vi får C 40/50 – R_24/R_44 .

I de båda exemplen med pågjutningar väljs betong C 30/37. I exempel 4 (utgångspunkten är osäker vidhäftning mellan underliggande betong och pågjutning) väljs $R_{10,20} = 85$ % och i

exempel 5 (utgångspunkt: vidhäftning) $R_{10,20} = 70\%$. Enligt standarden kan fiberbetongerna betecknas som C 30/37 – R₁4. (Avrundning innebär att beteckningarna blir identiska.)

Utöver skillnader i klassificering av fiberbetongen och beräkning av momentkapacitet innehåller SS 812310 en ny ekvation (ekv. 6.4) för beräkning av genomstansningskapaciteten för en fiberbetongplatta på mark. Den bygger på ekv. 6.38 i Betongrapport nr 3, men tjockleksberoendet har anpassats till EK 2 i stället för BBK 04. Lås oss avslutningsvis se hur det påverkar kapaciteten i exempel 2.

Fiberbetongplattan kontrolleras för genomstansning enligt ekv. 6.4 i SS 812310:

$$v_{Rd,cf} = v_{rd,f} = (k/2) \cdot C \cdot f_{R,3} / \gamma_f$$

som multipliceras med $u_1 \cdot d$, där omkretsen u_1 av det s.k. grundkontrollsnittet är

$$u_1 = 2\pi \cdot 2d + 4 \cdot b$$

Men för fiberbetongplattan sätts effektiva höjden $d =$ betongtjockleken h .

Vi får

$$u_1 = 2\pi \cdot 2h + 4 \cdot b = 4\pi \cdot 0,260 + 4 \cdot 0,12 = 3,747 \text{ m}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ men här } 1 + \sqrt{\frac{200}{260}} = 1,877$$

$$C = 0,45$$

Den karakteristiska böjdraghållfastheten för klass R₃ är inte given i förutsättningarna. Den bör kunna uppskattas som ett medelvärde enligt följande ekvation:

$$f_{R,3} = \frac{f_{R,1} + f_{R,4}}{2} = \frac{(R_{10,20}/100) \cdot f_{c,flk} + (R_{10,50}/100) \cdot f_{c,flk}}{2} = \frac{70 + 60}{200} \cdot 4,60 = 2,99 \text{ MPa}$$

$$\gamma_f = 1,5$$

Vi får

$$v_{Rd,cf} = (k/2) \cdot C \cdot f_{R,3} / \gamma_f = \frac{1,877}{2} \cdot 0,45 \cdot \frac{2,99}{1,5} = 0,842 \text{ MPa}$$

och

$$V_u = v_{Rd,cf} \cdot u_1 \cdot h = 0,842 \cdot 3,747 \cdot 0,260 = 0,820 \text{ MN} = 820 \text{ kN}$$

Värdet är klart större än $V_u = 332 \text{ kN}$ i exempel 2 (se avsnitt 4.4.).

Orsaken är att kontrollsnittet ligger mycket längre ut i EK 2 ($2d$ utanför lastens periferi) än i BBK 04 ($d/2$). Eftersom ekv. 6.38 i Betongrapport nr 13 är baserad på utvärdering av försöksresultat avråder rapportförfattaren från att man kombinerar ekv. 6.4 i SS 812310 med kontrollsnittet beräknat enligt EK 2. Däremot kan $v_{Rd,cf}$ (här = 0,841 MPa) få ersätta f_{v1} (= 0,986 MPa i exempel 2) om man studerar ett kontrollsnitt närmare lasten, förslagsvis på avståndet $h/2$.

9 Referenser

- Betonghandboken Arbetsutförande. Stockholm: AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, 1992, 837 s.
- Carlswärd J. Steel Fibre Reinforced Concrete Toppings Exposed to Shrinkage and Temperature Deformation. Luleå: Institutionen för väg- och vattenbyggnad, Luleå Tekniska Universitet, 2002. Rapport 2002:33. (Licentiatavhandling).
- Carlswärd J. Shrinkage Cracking of Steel Fibre Reinforced Self Compacting Concrete Overlays. Luleå: Institutionen för väg- och vattenbyggnad, Luleå Tekniska Universitet, 2006. Rapport 2006:55. (Doktorsavhandling).
- Destrée X. & Silfwerbrand J. Steel Fibre Reinforced Concrete in Free Suspended Slabs: Case Study of the Swedbank Arena in Stockholm. Proceedings, fib Symposium on Concrete Structures for Sustainable Community, Stockholm, Sweden, June 11-14, 2012, pp. 97-100.
- Handboken Bygg 1B. Allmänna grunder. Stockholm: AB Byggmästarens förlag, 1972, 603 s.
- Hedebratt J. Integrerad projektering och produktion av industrigolv - metoder för att öka kvaliteten. Stockholm: Institutionen för byggvetenskap, KTH, 2004. Bulletin nr 78. (Licentiatavhandling), 232 s.
- Hedebratt J. Industrial Fibre Concrete Floors – Experiences and Tests on Pile Supported Slabs. Stockholm: Institutionen för byggvetenskap, KTH, 2012. Bulletin nr 113. (Doktorsavhandling).
- Johansson L. Lärdomar från 30 års golvutredningar. Stockholm: Cement och Betong Institutet, 2003. Sammanfattningar, CBI:s informationsdag 13 mars 2003, s. 11-14.
- Losberg A. Design Methods for Structurally Reinforced Concrete Pavements. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola, 1961. Handlingar nr 250, 143 s.
- Metzger S. Cost-effective Slabs. Concrete International, 2004 (vol. 26), No. 9, p. 10.
- Nylander H & Kinnunen S. Plattor. Stockholm: Institutionen för byggnadsstatik, KTH, 1974. Meddelande nr 103, 171 s.
- Petersson D. Stresses in Concrete Structures from Ground Restraint. Lund: Avdelningen för bärande konstruktioner, Lunds Tekniska Högskola, 1998. Rapport TVBK-1014. (Licentiatavhandling).
- Skarendahl Å & Westerberg B.Handledning för dimensionering av fiberbetonggolv. Stockholm: Cement och Betong Institutet, 1989. CBI rapport nr 1:89.
- Silfwerbrand J. Effekter av differenskrämpning, krypning och fogytans egenskaper på bärförmågan hos samverkanplattor av gammal och pågjuten betong. Stockholm: Institutionen för byggnadsstatik, KTH, 1987. Meddelande nr 147, 131 s.
- Silfwerbrand J. Renovering av industrigolv med cementbundna plastmodifierade avjämningsmassor. Hjulbelastning på cirkulära plattor. Stockholm: Institutionen för byggnadsstatik, KTH, 1990. Meddelande nr 155, 172 s.
- Silfwerbrand J. Dimensionering av betongbeläggningar. Stockholm: Avdelningen för byggnadsstatik, institutionen för byggkonstruktion, KTH, 1995. Rapport nr 9, 2:a upplagan, 91 s.
- Silfwerbrand J. Renovering av industrigolv med cementbundna plastmodifierade avjämningsmassor. Hjulbelastning på cirkulära plattor. Stockholm: Institutionen för byggnadsstatik, KTH, 1999. Meddelande nr 155, 172 s.
- Silfwerbrand J. Industrigolv av betong – rapport från ett kommittéarbete. Tidskriften Bygg & Teknik, nr 8/06, november 2006, s. 29-34.

Silfwerbrand J. Design of Industrial Concrete Block Pavements. Proceedings, 8th International Conference of Concrete Block Paving, San Francisco, USA, Nov. 5-8, 2006, 10 pp.

Silfwerbrand J. Industrigolv – problem och lösningar. Tidskriften Betong, nr 6, december 2007, s. 59-61.

Silfwerbrand J. Renässans för industrigolvet. Tidskriften Cementa, nr 1, 2009, s 10-11.

Silfwerbrand J. Design and Construction of Industrial Concrete Floors – Implementation of New Swedish Recommendations. Proceedings, 7th International Colloquium on Industrial Floors, Ostfildern, Germany, December 14-16, 2010, pp. 103-110.

SS-EN 14651. Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit or proportionality (LOP), residual). Stockholm: SIS Swedish Standards Institute, 2007, 28 s.

SS-EN 1990. Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. Stockholm: SIS Swedish Standards Institute, 2002, 116 s.

SS-EN 1991-1-1. Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-1: Allmänna laster - Tunghet, egentygnd, nyttig last för byggnader. Stockholm: SIS Swedish Standards Institute, 2002, 56 s.

SS-EN 1992-1-1:2005. Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader. Stockholm: SIS Swedish Standards Institute, 2005, 244 s.

SS 812310:2014. Fibre Concrete – Design of Fibre Concrete Structures. Stockholm: SIS Swedish Standards Institute, 2014, 38 pp.

Svenska Betongföreningen. Att beskriva betongytor. Stockholm: 2009. Betongrapport nr 14, 56 s.

Svenska Betongföreningen. Betong för sunda golv – Fuktdimensionering, materialval, produktion. Stockholm: 1997. Betongrapport nr 6.

Svenska Betongföreningen. Industrigolv – Rekommendationer för projektering, materialval, produktion och underhåll. Stockholm: 2008. Betongrapport nr 13.

Svenska Betongföreningen. Stålfiberbetong – Rekommendationer för konstruktion, utförande och provning. Stockholm: 1997. Betongrapport nr 4, utgåva 2, 135 s.

Svenska Betongföreningen. Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2. Stockholm: 2010. Betongrapport nr 15, volym I, 238 s.

Timoshenko S. P. & Woinowsky-Krieger S. Theory of Plates and Shells. New York, Toronto, & London: McGraw-Hill Book Company, Inc. Tokyo: McGraw-Hill Book Company, Inc. Tokyo: Kogakusha Company, Ltd., 2nd Edition, 1959, 580 pp.

Westin I, Petersson Ö & Nordin A. Stålfiberarmerade industrigolv. Stockholm: Cement och Betong Institutet, 1992. CBI rapport nr 92:6.

Westin I, Petersson Ö & Nordin A. Stålfiberarmerade betonggolv. Stockholm: Cement och Betong Institutet, 1994. Uppdragsrapport nr 94015.

2011-12-01

CBI Betonginstitutet och KTH Bygghälsa

Johan Silfwerbrand
08-790 8033
jsilfwer@kth.se