
E X A M E N S A R B E T E

PRAKTISK UTFORMNING AV KONSTRUKTIVA DETALJER I
KONSTRUKTIONER UTSATTA FÖR JORDBÄVNINGAR

Pavlos Georgiadis
1983

TVBK 5016

INNEHÅLL

0.1 Allmänt

0.2 Bakgrund

0.3 Rapportens innehåll

1. VAL OCH UTFORMNING AV VERTIKALT BÄRANDE ELEMENT

1.1 Val av byggnadens konstruktionssystem

1.2 Utformning av vertikalt bärande element i plan

1.3 Arkitektonisk utformning

1.4 Undvikandet av oregelbundenheter i böjande element

2. FOGAR

2.1 Bestämmandet av fogens placering

2.2 Utförande och fogars bredd

3. ANVISNINGAR OM UTFORMNING OCH ARMERING AV PLATTOR BALKAR OCH PELARE

3.1 Det armerade betongens plasticitet

3.1.1 Allmänt

3.1.2 Faktorer som påverkar ett bärande elements plasticeringsförmåga

3.1.2.1 Påverkan av sidotryck i betongen (med täta byglar)

3.1.2.2 Påverkan av betongens tryckhållfasthet

3.1.2.3 Påverkan av den dragna armeringshållfastheten

3.1.2.4 Påverkan av den längsgående armeringens procentuella andel

3.1.2.5 Påverkan av tryckarmeringen

3.1.2.6 Påverkan av normaltryckkraften

3.1.3 Plastiska leder - statisk obestämdhet

3.2 Byggnadsmaterialen

3.3 Plattor

3.4 Balkar

3.4.1 Balksnittet

3.4.2 Armering av balkar

3.4.2.1 Nedre balkarmeringen

3.4.2.2 Övre balkarmeringen

3.5 Pelare

3.5.1 Pelarsnittet

3.5.2 Armering av pelare

3.6 Byglar

3.7 Speciella fall av pelare i bottenvåningen

3.8 Skarvningar av armeringsstängerna

3.9 Arbetsfogar

4. JORDBÄVNINGSVÄGGAR

4.1 Väggens utformning

4.2 Vertikal armering

4.3 Horisontell armering

4.4 Övrigt

5. GRUNDLÄGGNING

5.1 Allmänt

5.2 Höga byggnaders infästning i marken

5.3 Ojämna grundläggningsnivåer

5.4 Sammanfogning av grundkonstruktioner

5.5 Utformning av sammanfogningsbalkarna

5.6 Speciella fall av grundkonstruktionssammanfogning

5.7 Grundläggning med pålar

0. INLEDNING

0.1 Allmänt

Det enda säkra i livet är att vi alla ska dö: osäkerheten ligger i när och hur den inträffar. Människor strävar efter att förlänga livet och att förbättra sina livsbetingelser. Hot mot dessa mål involverar allt från enkla sjukdomar till komplicerade händelseförlopp som jordbävningar. Allt som kan påverka människor negativt upplevs som risker.

Genomgående försöker människor att undvika risker eller att minska de negativa konsekvenserna om en händelse som innebär stora risker inträffar. Jordbävningar är en typ av händelser som är svåra att förutse utom att de kommer att inträffa för eller senare i vissa områden. En jordbävningens påverkan på hus kan vara katastrofal ur människans synvinkel, både mänskligt och ekonomiskt. Eftersom jordbävningar inträffar tidsmässigt på ett till synes oregelbundet sätt och intensiteten bara kan uppskattas grovt för ett givet geografiskt läge, kan jordbävningar som sådana inte undvikas. Däremot kan hus som människor normalt vistas i dimensioneras på ett sådant sätt att de inte kollapsar. Både teoretiskt och praktiskt innebär detta att speciella problem ska beaktas.

Traditionellt har ämnet varit ganska främmande för de svenska ingenjörerna. Det är sällan som man i de svenska tekniska högskolorna eller i praktiken kommer i kontakt med just denna problematik. Och detta av den enkla anledningen att jordbävningar av den storlek som är skadlig för byggnader ej förekommer här. Detta betyder i och för sig inte att ämnet borde vara ointressant. I många fall vid svängningar av olika konstruktionsdelar som balkar, pelare etc möter man besläktade frågeställningar. Dessa kan vara att kontrollera de dynamiska effekterna som svängningar ger upphov till, genom att på ett lämpligt sätt ta upp den alstrade energin utan att livshotande skador uppkommer i byggnaden.

0.2 Bakrund

Det är först under 1900-talet som dimensionering mot jordbävningens påverkan utvecklats. Detta har flera orsaker:

De risker ett samhälle är villäget att acceptera beror på utvecklingsnivån i detta samhälle. Det är först under detta århundradet som konsekvenserna från jordbävningar har börjat anses acceptabla. Tidigare sågs det som ett straff från Gud och skulle accepteras som sådant.

Mekanismerna bakom jordbävningar har inte klarnat förrän mycket sent. Fortfarande finns många oklara faktorer och många teorier kring problemet har ställts upp.

Så länge människor byggde låga hus var konsekvenserna av en jordbävning ringa. I och med att höga hus blivit allt mer vanligt har problematiken förändrats helt.

Dimensioneringsmetoder behöver baseras på en dynamisk analys av påverkan. Eftersom jordbävningar inte är stationära förlopp krävs mycket avancerade metoder för en korrekt analys av problemet.

Avancerade beräkningsmetoder kräver tillgång till datorer. Först sedan stora datorer och lämpliga datorprogram utvecklats på 1960-talet har det blivit möjligt att studera hur en jordbävning påverkar en byggnad.

Vid dimensioneringar med hänsyn till jordbävning enligt äldre teorier, gick man till väga så att en statisk last, som ansågs motsvara en föreskriven jordbävning, påfördes byggnaden. Metoden ledde inte till någon rättvisare studie av spänningsfältet med följd av över- och underdimensioneringar. Ett sådant förfarande är relativt enkelt att tillämpa praktiskt och används fortfarande i många länder. Med ett sådant förfarande antar man att de uppkomna krafterna från jordbävningen är tidsberoende. På så sätt blir man kvitt alla svårigheter som skulle framstå i problemlösningen av ett dynamiskt problem.

Teorin för dynamisk analys bygger på d'Alemberts integral och innebär bl.a. en tidsintegrering över små tidsintervall av svängningsförloppet. P.g.a. svängningarnas komplicerade art är de endast möjliga att analyseras med hjälp av datorer.

0.3 Rapportens innehåll

Arbetet nedan omfattar en översikt över aktuella problemlösningar i samband med konstruktion av bärande element i byggnader i områden som traditionellt utsätts för jordbävningar.

Efter de inledande två första kapitlen som behandlar utformningen av de vertikalt bärande elementen samt valet av dessa och fogarnas betydelse i sådana byggnader, behandlas de vanligaste bärande elementen, plattor, balkar, pelare och väggar mer ingående. Slutligen behandlas olika grundläggningsprinciper i olika jordbeskaffenhet.

Litteraturen över detta ämne har ökat markant under de senare åren och det stora antalet experiment från jordbävningsregistreringar jorden över har gjort det lättare för olika länder att fastlå mer precisa normer och rekommendationer för konstruktörerna. Arbetet nedan härrör mest från sådana normer och rekommendationer som finns i Grekland. Vidare refereras även till normer som de Kaliforniska, Tyska, Italienska etc samt till olika litteratur från experiment världen över.

Detta arbete som är avsett som examensarbete i bärande konstruktioner vid Lunds Tekniska Högskola hoppas jag ska kunna förklara den praktiska problematiken vid konstruktion av byggnader i jordbävningshotade områden.

I. VAL OCH UTFORMNING AV VERTIKALT BÄRANDE ELEMENT

I.I Val av byggnadens konstruktionssystem

Erfaranheten från jordbävningar har hittills visat att accelerations-tidsdiagramen för samma jordbävningens storlek och för samma avstånd från epicentrat påverkas till en betydande grad av markens art. I mjuka jordar utvecklas den maximala accelerationen efter längre tid än vad fallet är med hårda och motståndskraftiga jordar. Fig. I

För att man nu skall motverka samsvängningen mellan byggnaden och marken (vilket betyder en ökning av jordbävningskraften i byggnaden) är det generellt av intresse att, i mjuka jordar konstruera byggnader med låga svängningsperioder och i hårda det ~~motsatta~~. En konstruktions egen-svängningstid kan överskattningsvisst uppskattas ur formeln

$$T = 0,2\sqrt{U}$$

där U är den horisontella förflyttningen i cm och

T är egen-svängningstiden i sek.

Följdaktigen har det alltså sina fördelar att utforma svärböjliga konstruktioner (med små U och därmed små T) i mjuka jordar och lättböjliga (med stora U) i hårda.

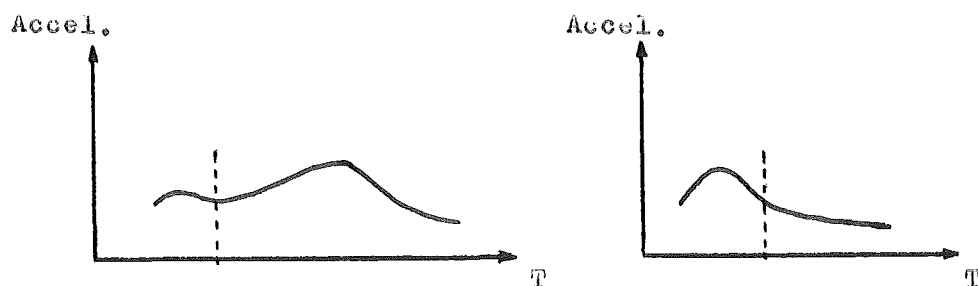


Fig. I. Jordbävningssdiagram för acceleration - svängningstid.

Mer generellt kan följande anmärkningar göras:

1) Svårböjliga konstruktioner. Kan uppnås genom förstärkta väggar, i tvärsled, längsled eller i form av byggnadskänor. Som är väl lämpliga i mjuka jordar. De har fördelen att lättare låta sig armeras och har en mer tydligare och enklare konstruktion samt funktion jämfört med de lättböjliga. Å andra sidan har de nackdelen i att inte ännu låta sig analyseras i sitt beteende och det är heller inte lätt att bestämma i vilken grad de plasticeras. Dessa konstruktioner är så vanliga i ställen som historiskt sett haft jordbävningar med korta perioder (några frekvenser).

2) Lättböjliga konstruktioner. Dessa konstruktioner har vertikalt bärande element, huvudsakligen bestående av pelare och inte väggar. Är fördelaktigare än de svårböjliga i hårda marker och det är lätt att uppnå (men inte billigare) deras plasticeringsegenskaper. De låter sig exakt analyseras med tanke på stommens funktion. Det är dyrt att armera dessa, knutpunktsutföranden. En annan aspekt som talar emot denna form av konstruktioner är den obehagliga psykologiska situationen som uppstår för ex. hyrande i en lättböjlig konstruktion under jordbävningens gång p.g.a. de stora horisontella utböjningarna. Även i några hyreshus eller kontorsbyggnader finns det påkostade inredningar och deformationer som, vid betydande utböjningar, riskerar att alvarligt skadas.

Därför föredras användningen av sammansatta konstruktionssystem, med ramar och väggar, för flervåningsbyggnader i jordbävningdrabbade områden. Väggarna reducerar de stora horisontella utböjningarna och motverkar på så sätt skador på andra byggnadselement och dekorationer. För det andra gäller det att för konstruktioner som garage, arenor, broar o.s.v. används ramar, med förhöjd plasticitet, för upptagande av jordbävningskrafterna.

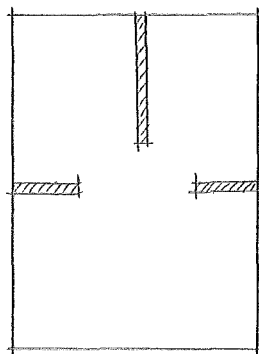
I.2 Utformning av vertikalt bärande element i plan.

Vid valet av de bärande elementens utformning bör huvudsakligen följande eftersträvas:

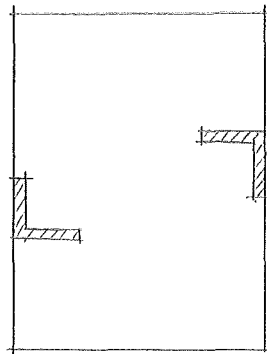
För det första att vridningscentrumet ligger så nära (som möjligt byggnadens tyngdpunkt). I allmänhet anses en byggnads tyngdpunkt ligga vid planets geometriska centrum, om alla planer är något så när symmetriska.

För det andra, eftersom det alltid finns en excentricitet mellan vridningscentrumet och tyngdpunkten (även om det räknemässigt existerar en likhet, så finns det i verkligheten en oundviklig excentricitet p.g.a. osäker-

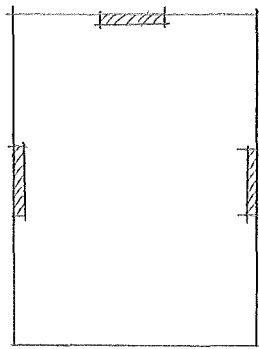
heter och förenklingar i uppskatningarna), så bör vridningsmomenten tas om-hand. Utformningen av de böjande elementen, och speciellt de som är avsedda åt att uppta jordbävningsskrafter måste i sin helhet säkerhetsställa så ett stort vridningsmotstånd som möjligt. Som det framgår av fig. a är utformningen meningslös, ty även om vridningscentrumet och tyngdpunkten sammanfaller så kan inte väggarna uppta något vridningsmotstånd.



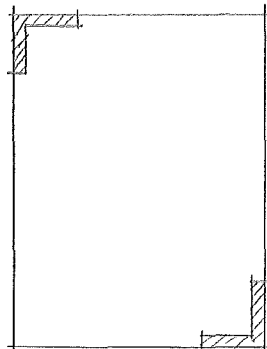
a.



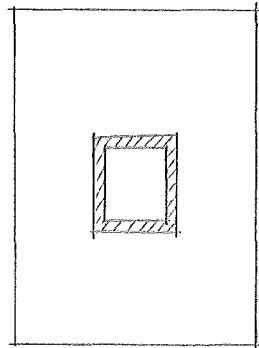
b.



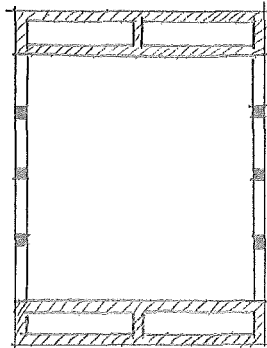
c.



d.



e.



f.

Detsamma gäller, men i mindre grad, för planlösningar enligt fig. b, c, d är idealfallet när det gäller att ta upp vridmoment.

Generellt kan sägas att det mest ideala är att lägga bärande väggelement i byggnadens periferi, med tanke på att då utbildas det mest eftersökta plansnittet som kan uppta snittkrafter orsakade av vridning.

Även utformningen enligt fig. e med stabiliserande väggelement är tillfredsställande. Ännu bättre är lösningen enligt fig. f med två symmetriskt stabiliserande element.

Dessa lösningar bör kombineras med periferiska ramar med undantag av lösningen enligt fig. e, när lösningen kan ske utan kombination med ramkonstruktionen.

Vidare kan nämnas att man måste undvika planlösningar där lättböjliga element (väggar) placeras i en riktning och styvare i den andra, ^(bägar) ~~er~~

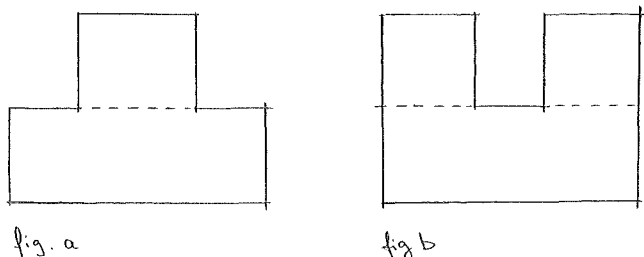
I samband med användningen av bärande väggelement rekommenderas även ramkonstruktioner som skall fungera som en sekundär motållande kraft vid en kraftig jordbävning. Diverse studier om skadeverkningar i USA (jordbävningen i Caracas i Venezuela 1967 och jordbävningen i San Fernando i Kalifornien 1971) det har visat sig ~~att~~ ha en avgörande betydelse i byggnader med bärande väggelement och med en egenfrekvens $T < 0,5$ s.. Behovet av sådana ramar som ökar plasticiteten i byggnaden var större vid dessa frekvenser än vid $T > 0,5$ s.. Speciellt vid San Fernando jordbävningen där ramarna beräkningsmässigt placerats i rammet och dimensionerats för att ta upp jordbävningskrafterna, har det visat sig att vid en kraftig jordbävning har ramarna ingen sådan funktion om de inte är tillräckligt plasticerande.

1.3 Arkitektonisk utformning

Symmetri och regelbundenhet bör eftersträvas även när det gäller byggnadens arkitektoniska form. Detta är en erfarenhetsmässig bevisad princip där symmetri och enkel konstruktion medför ökad sannolikhet för en med tanke på jordbävningen lyckad konstruktion, och det beror på att man på ett enklare sätt kan förstå byggnadens uppförande vid en enklare konstruktion. Det samma gäller för de olika detaljlösningarna.

Redan under ~~skissnings~~arbetet bör man eftersträva dubbel symmetri med avseende på de två huvudaxlarna. Kompakta helst fyr-sidiga planer som medger skapandet av symmetriska stomsystem är att föredra, i annat fall kan

fogen användas för att erhålla lämpliga planlösningar, exempelvis fig. a, b



Byggnadens höjd H bör inte vara större än 3-4 gånger bredden. I annat fall blir momentet M enligt fig. c så stor att pelare i byggnadens periferi undgår större pårestningar då kraften som bärs av dessa under jordbävning en ökar med uppemot 50% och kan i många fall med samma storlek påverka även grundläggningen. Karakteristiskt för detta fall har varit skadorna som har uppkommit i flervåningshus i Caracas, Venezuela, tack vare förhållandet $H/B > 5$, där har det uppkommit brott i källarvåningens yttre pelare. Brottet har antagligen berot på för stor extralast M/B .

Höjden rekommenderas vara enhetliga så att byggnaden får formen av en parallelepiped. Annars får tyngdpunkten en osymmetrisk placering och böjstyvheten reduceras i vissa riktningar.

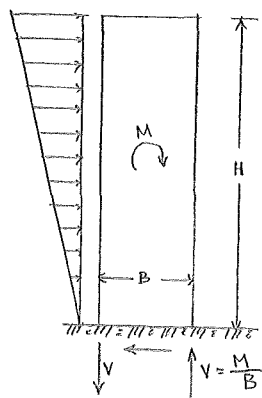


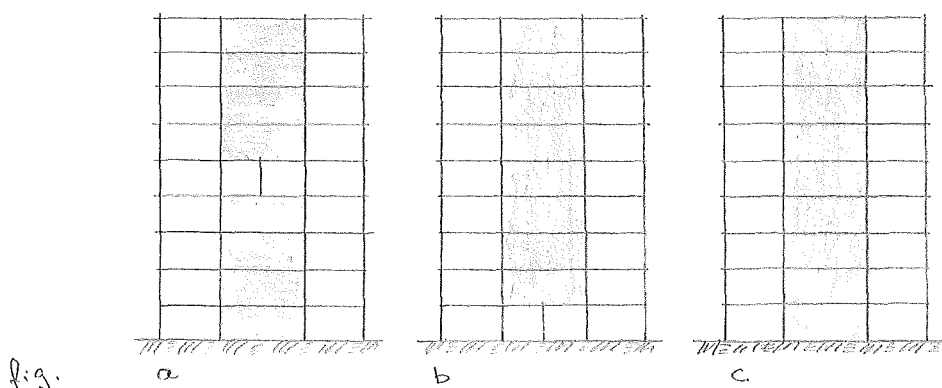
Fig. c.

I samband med att symmetri bör eftersträvas gäller det att även källaren som bör utsträckas under hela byggnaden och inte bara i en del av den. Vid ojämn grundläggning (förändrade grunförhållanden) bör fogar användas och de skall vara genomgående ända ned i grunden.

Stora öppningar i byggnadskroppen som ex. biograf, teater, etc som gör att byggnaden ej blir sammanhängande bör, så långt det är arkitektoniskt möjligt, placeras på ett sätt att byggnadens symmetri och enhetlighet bevaras

1.4 Undvikandet av oregelbundenheter i böjande element.

I flervåningshus med stabiliserande väggar rekommenderas en mjuk och inte plötslig övergång av böjstyvheten från våning till våning, detta p.g.a. de horisontella krafterna som uppkommer vid jordbävningar, med samma säkerhet skall kunna upptas och föras ned till grunden. Det bör således undvikas om inte förbjudas att i någon våning ersätta en tänkt vägg med pelare. fig. a. b



Under de senaste decennierna har man i lättböjliga konstruktioner tagit bort väggarna i nedersta våningen (Lösningen "soft-storey"), för att beskydda byggnaderna från jordbävning rörelserna under långa låga perioder (hårda jordar). I dag är denna lösning "b" icke användbar längre därför att som det har visat sig, uppvisar dessa byggnader vissa nackdelar som att ramarna i det ~~xxxxxxx~~ nedersta våningen måste fungera helt *plastiskt* och skall kunna understå stora horisontella utböjningar.

Det bästa är alltså att de vertikala bärande elementen (väggar, pelare) skall vara kontinuerliga i hela byggnadens höjd enda ned till grunden "c".

I enplansbyggnader (speciellt industrier) med relativt lättböjligt tak är det fördelaktigare att pelarna har samma styvhet i alla riktningar. På så sätt blir påkänningarna i taket likartade i alla riktningarna orsakade av de horisontella krafterna.

2. FOGAR I JORDBÄVNINGSHOTADE BYGGNADER

2.1 Bestämmandet av fogens placering

Fogar används i vissa sammanhang som när en kropp förändras i storlek p.g.a. termiska rörelser. Sammanhängande byggnadskroppar kan delas av i hela sin vertikala längd med fogar då risk för olika sättningar föreligger.

Förutom dessa fall är man ofta i jordbävningshotade områden tvungen att dela även byggnad till mindre delar, vilka skall uppvisa ett homogent uppförande under en jordbävning, ty utan fogar kommer byggnaden i sin helhet p.g.a. osymmetri och olika böjmotstånd, att understå vridning eller olika svängningar (i dess olika delar) med följd att allvarliga inre spänningar utvecklas.

Med andra ord kan man säga att fogar vid jordbävningar befriar varje del och låter den reagera utan inverkan av andra.

Jordbävningfogar placeras huvudsakligen i följande fall:

- a) Där man normenligt förutser fogar för termiska rörelser eller sättningar.
- b) Där byggnadens höjd ändras betydligt. fig. 2.1
- c) Där byggnadskroppens böjmotståndsdelar är ossymmetriskt anordnade.

fig. 2.2. Den högra delen har svagare böjmotstånd jämfört den vänstra eftersom den i en riktning har väggen och i den andra pelare som skall uppta de horisontella krafterna. Detta är dock olämpligt och direkt farligt i byggnader med hög höjd, medan det tillåts för byggnader med låg höjd.

d) Byggnader med planform L, Z, W, etc måste delas av till enkla rektanglar. Om de framskjutande benen är små eller om byggnadens planarea är liten kan man utesluta fogarna men man bör ta hänsyn till de vridande momenten som uppkommer p.g.a. reaktioner i olika riktningar. Speciellt i hörnen enl. fig 2.3 a, b måste tilläggsarmering inläggas diagonalt.

e) Jordbävningfogar rekommenderas även där de t finns plötsliga

Fig. 2.1

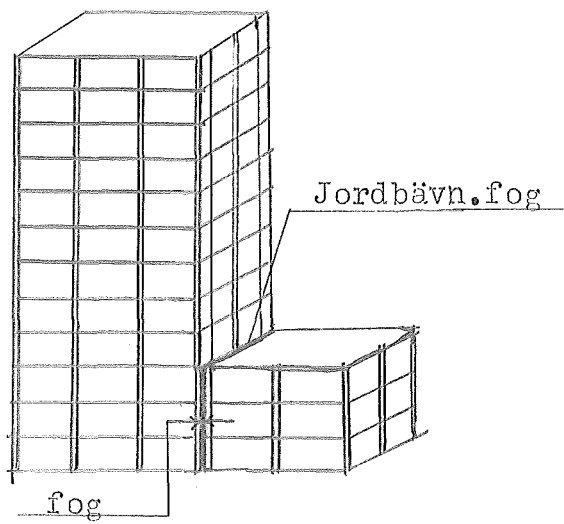


Fig.2.2

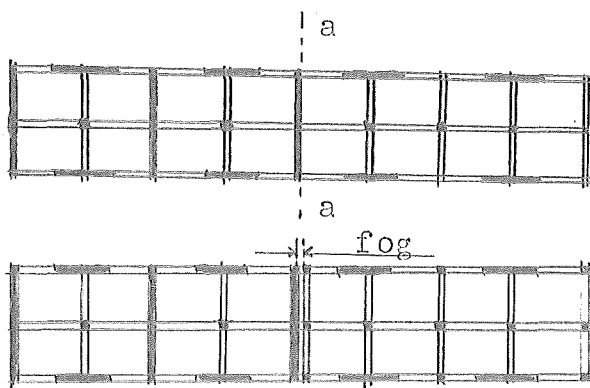


Fig 2.3 a.

b.

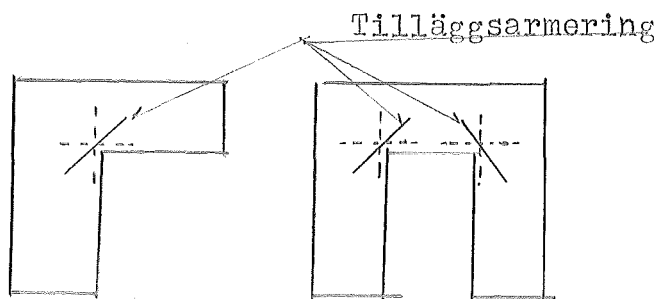
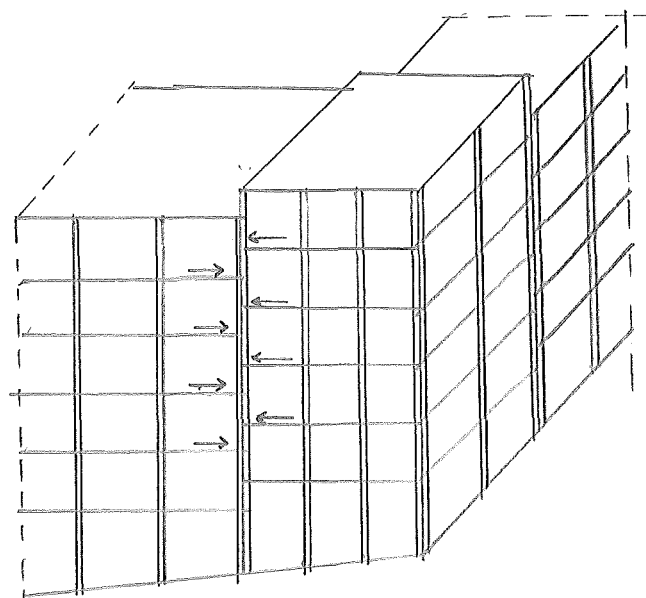


Fig 2.4



förändringar i markens beskaffenhet.

f) Slutligen behövs jordbävningfogar alltid mellan två begränsade byggnader p.g.a. att de har olika dynamiska egenskaper. Bredden på fogarna bestäms av att den ena byggnaden ej vidrör den andra under svängningarna eftersom en sådan sammanstötning kan bli ytterst allvarlig. Allvarlig blir också situationen då två gränsande byggnader vidrör varandra utan mellanliggande fog. De mellanliggande byggnaderna i ett fyrkantsskvarter är inte i direkt fara, men de som ligger i hörnen understår ett allvarligt hamrande i två riktningar med olika svängningstal som är omöjliga att beräkna. De horisontella krafternas storlek som uppkommer i en situation enl. ovan är omöjlig att förutse och vanligen är de mycket större än själva byggnadens egentyngd. Vid jordbävningen i Bukarest 1977 var 35 utav 37 byggnader som förstördes sådana hörnbyggnader.

Ännu allvarligare kan situationen bli om två intilliggande byggnader har sina plattor på olika höjdnivåer. I ett sånt fall, kommer den hörnliggande byggnaden, som ju har kanske stor rörelsefrihet att bli slagen och slå på grannbyggnaderna mellan plattorna i deras höjled. följden i ett sådant fall kan bli katastrofalt. Fig 2.4

Allmänt bör jordbävningfogar dela gränsande byggnader i hela deras höjd utan att fogen behöver gå ända ned till grunden. (med undantag av fall e)

Enl. Sovjetiska normer kan envåningsbyggnader utföras utan några som helst fogar i vilken vald planlösning man än har. Det finns också i olika länder olika krav och normer om fogars bredd och kvalitet. För envånings byggnader finns en hel del undantag från användning av fogar.

2.2 Utförande och fogars bredd

Eftersom en fog skall möjliggöra att två begränsade byggnader rör sig både horisontellt och vertikalt under en jordbävning är fogen i fig 2.5 olämpligt gjord då byggnadskropparna ej kan röra sig vertikalt.

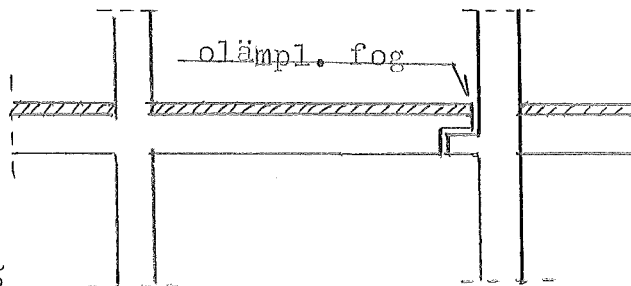


Fig. 2.5

Ju lättböjliga byggnader man har desto breddare fogar erfordras. Man kan säga att fogens bredd måste bli större ju högre byggnader man har. Betecknande för de amerikanska som för de sovjetiska normerna angående fogars bredd i jordbävningshotade områden är:

- för de 5,0 m närmast marken, skall fogbredden vara 3 cm
- för resterande höjden av byggnaden ökas fogbredden med 2 cm var 5:te meter.

För de italienska normerna är tillåten ~~maximala~~ fogbredd lika med $H/100$, där H är ^{byggnadshöjden upp till fogen (där fogbredden räknas)} ~~byggnadshöjden upp till fogen (där fogbredden räknas)~~.

Följdaktigen skulle för en 20,0 m hög byggnad fogbredden enl. de amerikanska och sovjetiska normer bli $a=3+2+2+2=9$ cm och enl. de italienska $a=20$ cm. Den erfarenhetsmässiga formeln $a=H/100$ som används i de italienska normerna är ogynnsammare och motsvarar varje byggnads max. avvikelse lika med $H/200$ i motsats till $H/500$ som har godtagits i de amerikanska och sovjetiska normerna. Man kan förenklat säga att fogbredden enl. de ital. normerna bör användas där man har mycket lättböjliga konstruktioner och i mycket

jordbävnhotade områden samt i de fall då den ena byggnaden har
stomme av arm. betong med den gränsande byggnaden har bärande
väggar. I vilket annat fall räcker det med den fogbredd som erfor-
dras enl. de amerikanska och sovjetiska normerna.

3. ANVISNINGAR OM UTFORMNING OCH ARMERING AV PLATTOR BALKAR O PELARE

Syftet med detta kapitel är att ge några detaljerade anvisningar om dimensionen av de bärande elementen (av armerad betong) och mängden samt utformningen av armeringen så att både den krävda säkerheten med tanke på hållfasthet och den önskade plasticeringsgraden för hela byggnaden uppnås.

Innan vi går in i ämnet gör vi en analys av det bärande armerade betongens plasticitet.

3.1 DET armerade betongens plasticitet

3.1.1 Allmänt

Förmågan att utbilda formändring efter elasticitetsgränsen utan att brott sker menas härmed med ordet plasticitet. Ju större formändring desto större är plasticeringsgraden. Med formändring menas töjning, vridningsvinkel eller motsvarande. Fig. 3.1.1 visar ett materials formändring i ett σ - ϵ -diagram med ökad plasticitet.

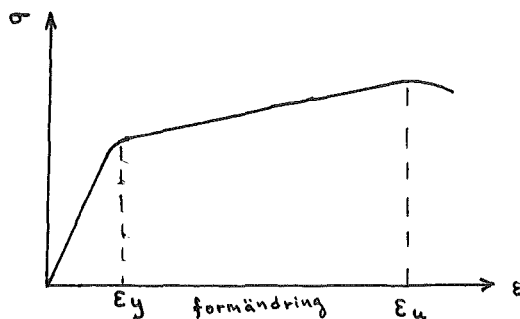


Fig. 3.1.1

Under jordbävningen resulterar dessa plastiska formändringar i en betydande energiupptagning och därmed till en kraftminskning. Därför måste man vid konstruktion av byggnader eftersträva en ökad plasticitet.

Som mått på plasticeringen använder vi här för böjande element, förhållandet mellan gränstöjningen φ_u , som elementet kan utstå för utan att brott sker, och dess dragarmerings sträckgränstöjning φ_y . Plasticeringsgraden p ges alltså med relationen

$$p = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (1)$$

Från spännings - töjnings relationerna känner vi till att för ett böjande tvärsnitt enl. fig 3.1.2 gäller

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{k_x \cdot h} \quad (2)$$

där ε_{cu} är betongens gränstöjning och $k_x \cdot h$ är den tryckta zonens höjd.

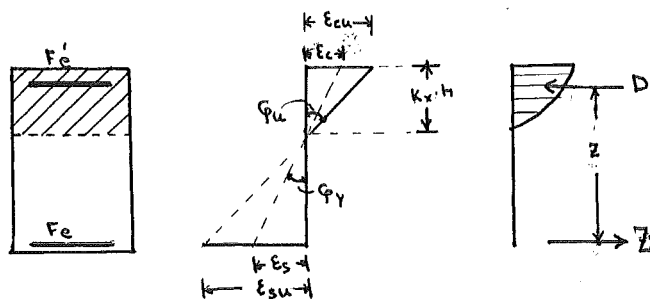


Fig 3.1.2

Ur formel (1) och (2) framgår det att alla faktorer som bidrar till en ökning av ε_{cu} eller till en minskning av $k_x \cdot h$ ökar elementets plasticeringsförmåga eller tvärtom. Sådana faktorer kan vara:

- materialberoende, dvs betongkvalitet, stålqualität etc
- elementets geometriska storlek och huvudsakligen tryck- och dragarmeringens procentuella andel
- lasten och huvudsakligen om det finns normalkraft eller ej

Nedan följer en noggranare analys av de huvudsakliga faktorerna som påverkar ett böjande elements (av armerad betong) plasticeringsförmåga.

3.1.2 Faktorer som påverkar ett bärande elements plasticeringsförmåga

3.1.2.1 Påverkan av sidotryck i betongen (med täta bygglar)

Om en provkropp av betong trycks i en riktning, ökar dess hållfasthet i denna riktning om provkroppen är förhindrad mot formändring i tvärriktningen. Om provkroppen i fig 3.1.2.1 trycks i huvudaxelriktningarna x och y (hydrostatisk tryck) $\sigma_x = \sigma_y = \sigma$ då ökar dess tryckhållfasthet längs den vertikala axeln z från värdet β_{D0} , som den hade vid oförhindrad tryck ($\sigma_x = \sigma_y = 0$), till ett större värde β_D som ges med relationen

$$\beta_D = \beta_{D0} + \frac{4}{5} \sigma \quad (3)$$

som har fastställts efter ett stort antal experiment av "Spiropoulos P., Betongens beteende och egenskaper"

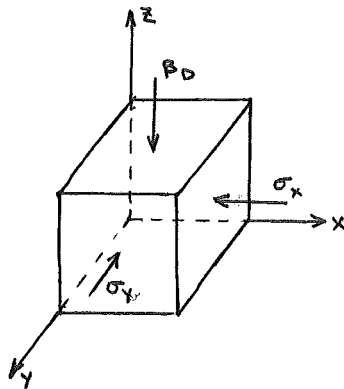


Fig. 3.1.2.1

Det viktiga här är dock inte denna hållfasthetsökning utan den mycket större töjningsförmågan som betongen erhåller innan brott sker, alltså ökningen av dess plasticeringsförmåga. Fig. 3.1.2.2 visar $\sigma - \epsilon$ diagrammet för cylindriska betongprovkroppar som utsatts för tryckning. Gränstöjningsvärdet kan från normala 0.002 - 0.004 öka upp till det tiodubbla värdet. Detta enligt Blume J., Newmark N., Corning L., Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings för Earthquake Motion".

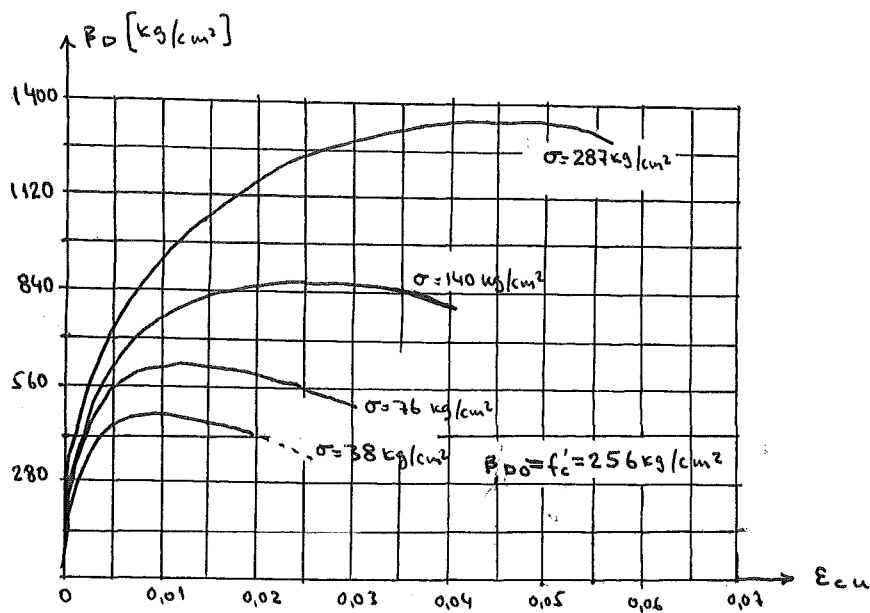


Fig 3.1.2.2

Ett motsvarande sidotryck mot betongen kan erhållas med tvärgående spiralarmering (huvudsakligen i cylindriska men även i kvadratiska pelare) eller med många täta byglar.

Med spiralarmeringen blir sidospänningen

$$\sigma = \frac{2f_e \beta_s}{\alpha D} \quad (4)$$

och hållfastheten i huvudled (längsled) enl. ekv. (3) blir

$$\beta_D = \beta_{D0} + \frac{4}{5} \cdot \frac{2f_e \beta_s}{\alpha D} \quad (3a)$$

där f_e : är spiralarmeringens tvärarea

β_s : spiralarmeringens sträckgräns

α : steghöjd se fig 3.1.2.3

D: diametern av betongkärnan som omges av spiralen

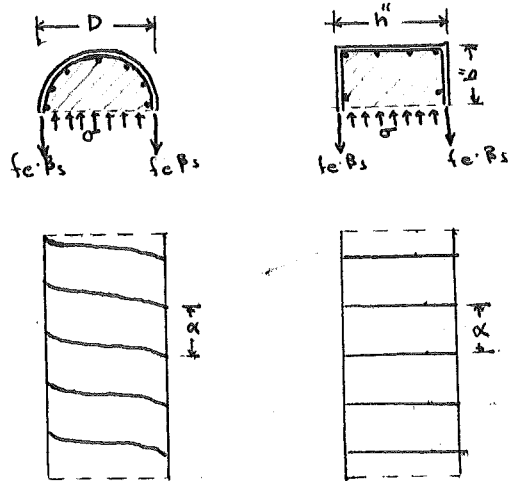


Fig. 3.1.2.3 a.

b.

3.1.2.2 Påverkan av betongens tryckhållfasthet

Ett tvärsnitts plasticeringsförmåga ökar enligt fig. 3.1.2.4 när betongens tryckhållfasthet ökar, enl. "Fintel M., Handbook of Concrete Engineering".

Detta beror på den mindre höjden av tryckzonen som erfordras för att ta upp momentet.

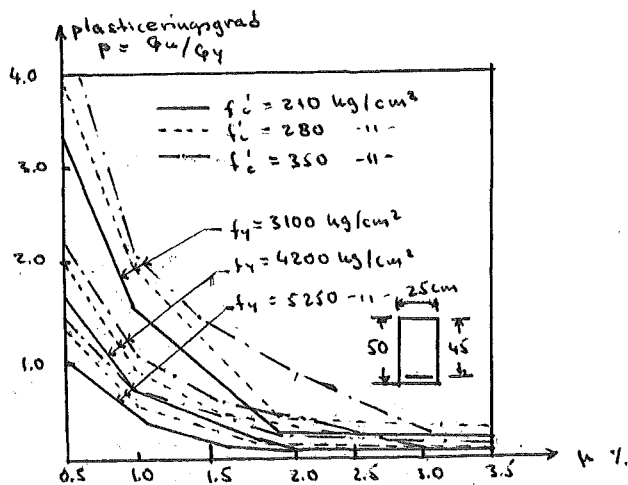


Fig. 3.1.2.4

Betongkvaliteten bör således vara så hög som möjligt och därmed dess hållfasthet. Men betongkvaliteten är olika i olika länder och områden och därför undviker de flesta normerna att faställa någon lägsta erforderlig betongkategori. De Kaliforniska normerna förutser däremot en betongkvalitet med kubhållfastheten $\beta_w \approx 250 \text{ kg/cm}^2$.

För de Grekiska förhållandena anvisas det att för byggnader i områden med lägsta jordbävningssintensitet II eller III enl. de Grekiska jordbävningssnormerna anta lägsta betongkategori B225. Det är dock av stor vikt att i praktiken kunna erhålla betonghållfastheter, som man har antagit i beräkningarna, i alla byggnadselement och speciellt i de mest utsatta ställerna som exempelvis pelare och knutpunkter.

3.1.2.3 Påverkan av den dragna armeringshållfastheten

Som det visas i fig. 3.1.2.4, ju mer armeringens (drag-) sträckgräns ökar desto lägre blir plasticeringsförmågan. Detta gäller huvudsakligen böjande element. Orsaken till detta är att betongens tryckzon ökar p.g.a. att dragkraften i armeringen ökas.

Ett annat synsätt är att om en armering är kallsträckt (höjning av sträckgränsen) då blir plasticeringsförmågan mycket mindre och sådan armering är direkt olämplig.

3.1.2.4 Påverkan av den längsgående armeringens procentuella andel

Små mängder armeringsandel är som bekant direkt farligt. I och med uppbyggandet av betongsprickor i dragzonen överförs den hittills av betongen upptagna dragkraften till armeringen som därmed nästan direkt uppnår sträckgränsen. Detta händer p.g.a. den disponibla kraftutrymmet $-F_e(\beta_s - \sigma_e)$ är mycket litet p.g.a. den lilla armeringsarean F_e . På så sätt uppstår det stora armeringsförlängningar, följdaktligen en stark uppsprickning av dragzonen, höjning av tvärsnittets neutralaxel och slutligen brott i tryckzonen beroende på ett överskridande av tryckhållfastheten.

Allt detta händer snabbt, och kan ske med en obetydlig lasthöjning från de första sprickorna till det slutliga brottet enligt "Spiropoulos P., Betongens beteende och egenskaper".

Enligt de Amerikanska normerna har man därför faställt en minsta armeringsmängd för böjande element enligt relationen

$$\mu_{\min} = \frac{14}{\beta_s} \text{ kg/cm}^2 \quad (5)$$

där β_s är armeringens sträckgräns

Enligt relation (5) gäller det för de Grekiska förhållanderna

för St I $\mu \approx 0.5$ till 0.6%

för St III $\mu \approx 0.33\%$

Å andra sida är för stora mängder (av böjning) dragarmering inte tillfredställande - överarmerade tvärsnitt - därför att de leder till ett plötsligt brott i betongens tryckzon utan några som helst i förväg uppvisade tecken. I detta fall dvs, när det inre momentet ökar, så ökar de inre krafterna Z (drag) och D (tryck) jämför med fig. 3.1.2, men utan^(att) det uppkommer någon uppsprickning av dragzonen och detta p.g.a. den stora armeringsmängden. Under något ögonblick kommer tryckkraftens ökning (D) (eller hävarmens Σ) att orsaka en överskridning av betongens tryckhållfasthet och brottet kommer plötsligt utan föregående sprickor i dragzonen eller synliga tecken i tryckzonen just innan brottet.

Av sådana skäl rekommenderas det ej över och underarmering av betongen utan en balanserad armering. Därmed tillåts det en gradvis uppsprickning av dragzonen och gränslasten för brott blir mycket större (ung. tredubbelt) från den då de första sprickorna uppkom, enligt " Spiropoulos P., Betongens egenskaper och beteende".

Fig. 3.1.2.4 förklarar samma sak men med annan bild. Tvärsnittets plasticeringsförmåga minskar när den dragna armeringsandelen ökar och förvisso intensivare efter värdet $\mu \approx 2\%$.

På så sätt, trots att åtskilliga normer godtar armeringsmängder för böjande element upp till 4% eller mer, i jordbävningshotade byggnader måste man avsiktligt begränsa detta övre värde för böjande armeringsmängd, så att en stor plasticeringsförmåga ska säkerhetställas. De Kaliforniska jordbävningssnormerna förutser $\mu_{\max} = 2.5\%$ men med anmärkningen att när armeringen St III samverkar med betong av lägre kvalitet än B 300, då måste detta värde minskas.

För de Grekiska förhållanderna där materialkategorierna är B 225 - St III, bör inte, med tanke av det ovensagda, väljas armeringsmängder större än 2%.

Generellt rekommenderas armeringsmängder mellan 0.5 - 2% helst de lägre värdena för att en ökad plasticitet ska lyckas. Det bör poängteras att för rätvinkliga balkar måste den lägsta armeringsmängden $\mu = 0.5\%$ hållas för både över och underarmeringen, enl. "Blume J., Corning L., Newmark N., Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motion."

3.1.2.5 Påverkan av tryckarmeringen

Med de första gränslastteorierna har det ursprungligen visats att tryckarmeringen kunde undvaras för böjande element därför att man bättre utnyttjar betongens tryckzon (tryckspänningen blir parabolisk och inte triangulär). Det har dock snabbt konstaterats att tryckarmering behövs p.g.a. diverse orsaker.

- för det första har den en speciell uppgift i jordbävningshotade byggnader som momentupptagande när momentet ändrar tecken.
- minskar krypningsfenomenet
- slutligen ökar den plasticiteten eftersom den kan uppta en del av tvärsnittets tryckspänning och därmed begränsar tryckzonshöjden, enligt (2) och (1) ökas således plasticeringsgraden p , vilket också visas med kurvorna i fig. 3.1.2.5 enligt "Spiropoulos P., Den armerade betongen, - nyare beräkningsmetoder"

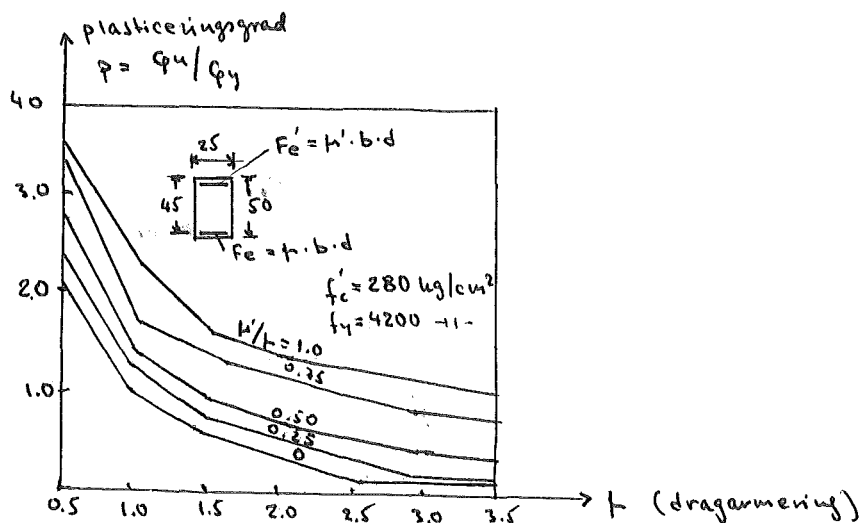


Fig. 3.1.2.5

Av dessa orsaker anvisar de Kaliforniska normerna inläggning av tryckarmering i alla balkar såväl i fält som vid stöd. Denna tryckarmering måste bestå av åtminstone två stänger som bör kunna uppta moment för vilken gäller

i fält $M > 0.25 |M_{\max, \text{fält}}|$ och

vid stöd $M > 0.50 |M_{\text{stöd, min}}|$

Denna armerings huvudsakliga uppgift är, som det tidigare diskuterats, att uppta moment med ändrat tecken och för att öka plasticiteten.

3.1.2.6 Påverkan av normaltryckkraften

Från olika experiment enligt "Fintel M., Handbook of Concrete Engineering." har det konstaterats, en ogynnsam påverkan av normalkraften till elementets plasticitet. Detta torde bero på att betongtvärsnittets tryckzonshöjd ökas med minskad plasticeringsförmåga som följd.

3.1.3 Plastiska leder - statisk obestämdhet

De faktorer som hittills har diskuterats påverkar tvärsnittets plasticitet och därmed indirekt hela det bärande elementets plasticeringsförmåga. En av andra faktorer som inverkar mer direkt är konstruktionselementets förmåga att bilda plastiska leder. I skelettsystem av armerad betong bör balkstödet (speciellt stödet balk - pelare) kunna uppta (med tillräcklig och rätt inlagd armering) en del av böjmomentet även om det beräkningsmässigt har antagits som ett fritt upplagd stöd.

Denna förmåga och detta utförande refereras huvudsakligen till balkarnas ändstöd (stöd på pelare) eller till balkarnas mellanstöd (här huvudsakligen på pelare, eftersom stöd på andra balkar medför vridmoment i dessa).

Den plasticeringsgrad som man erhåller är större ju mer utbredd området för det plastiska ledet är. Till detta medverkar även användandet av sådan armering som har en betydande förmåga att töjas efter sträckgränsen.

Det framgår generellt att utformandet av statiskt obestämda utföranden passar bättre i byggnader utsatta för jordbävningar. Särskilt föredras kontinuerliga

balkar med ung. samma öppningslängd eftersom olika längd medför en olikformad moment och tvärkraftsfördelning. Statiskt obestämda konstruktioner har som bekant den fördelen att kunna omfördela krafterna. På så sätt om vid en belastning ett tvärsnitts kraftupptagande förmåga uttöms (överskridning av gränsmomentet, som kan upptas av tvärsnittets betong och armeringshållfasthet), omvandlas detta inte till en mekanism som tappar sin stabilitet, som fallet skulle ha varit om vi hade en statisk bestämd konstruktion, utan bildar där ett plastiskt led, som helt enkelt nedsätter graden av statisk obestämdhet. Då omvandlas konstruktionen till statiskt bestämd och, endast om lasten ökas och det bildas ett nytt plastiskt led, den blir en mekanism som tappar sin stabilitet.

Efter det ovan beskrivna framgår det att i jordbävningshotade byggnader är det fördelaktigare med användandet av statiskt obestämda system i det bärande skelettet.

3.2 Byggnadsmaterialen

Betongkvaliteten är här av främst betydelse för byggnaden. Vid platsgjord betong är det viktigt med en kontinuerlig kontroll angående kvaliteten och mängden av betongens beståndsdelar. Speciell omsorg bör visas vid inläggning av armering i pelare och väggar eftersom det är lätt att luftfickor bildas där, som minskar konstruktionens uthållighet. Sådarna missberäkningar framhävs lätt vid en jordbävning och sprickorna som uppkommer i sådarna fall leder till brott, som oftast har ödestigra följder.

3.3 Plattor

Varje vånings platta skall inte bara kunna föra ned de vertikala krafterna till balkar pelare och väggar, utan de skall också fungera horisontellt som en oböjlig skiva för de horisontella jordbävningsskrafterna eller för vindkraft. Plattans tjocklek bör alltså vara tillräckligt stort för att klara av dessa sidokrafter.

I mycket jordbävningsshotade områden är en direkt anläggning av plattor direkt på pelare utan mellanliggande balkar, icke att föredra. Likaså gäller det balkar ingjutna i plattan (förstärkta områden). Det bör dock understryckas att sådarna typer av plattor bara kan tillämpas om skelletsystemet är förstärkt med väggar som upptar de horisontella krafterna i en jordbävning. Bredden i en sådan förstärkning är $b=2d$, där d är bredden i pelaren. Beräkningarna ger dock stora mängder armering som uppvisar konstruktionsproblem p.g.a. förstärkningens lilla bredd. Dessutom bör det, i jordbävningsshotade områden, undvikas speciella armeringskoncentrationer. P.g.a. detta konstruerar man arm. väggar som skall uppta den största delen av jordbävningsskrafterna.

Armeringen måste vara tillräcklig i båda riktningar, korsarmering är att föredra. Dessutom bör ingen platta ha större längd än 10 m utan att mellanliggande stöd tex i form av en balk.

Speciell uppmärksamhet behövs vid öppningar i plattor. Öppningar mindre än 30 cm kräver ingen speciell beräkning. För att plattan skall fungera som en oböjlig skiva måste kanterna i större öppningar förstärkas genom armering om det inte finns balkar runtom. Denna extra armering bör vara lika med eller större än den armering som skulle ha legat i öppningen. Förutom denna armering inläggs en extra armering i hörnen till en längd av 0.75 m bortom öppningen 45° vinkel enl. fig 3.3. Minst krävda diagonala armering är $1\phi 10$ för var 5:te cm av plattjockleken.

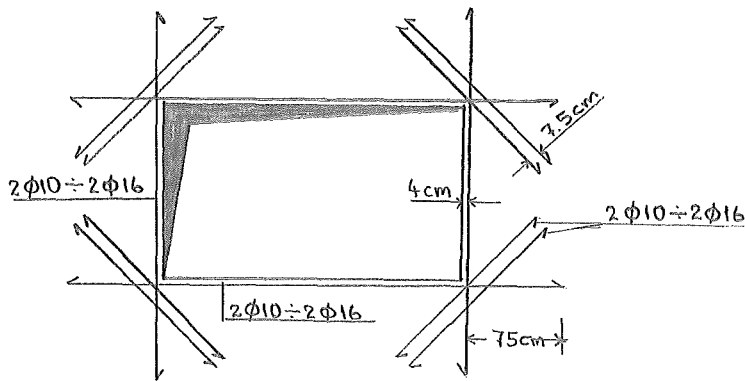


Fig. 3.3

I balkonger och liknande enl. fig. 3.4 skall det i jordbävningshotade områden inläggas en armering i underkanten motsvarande 30÷50% av den övre inlaggda armeringen. Denna armering har till uppgift att ta upp de positiva moment som kan uppkomma i en jordbävning då balkongen eller dylikt svänger upp och ner.

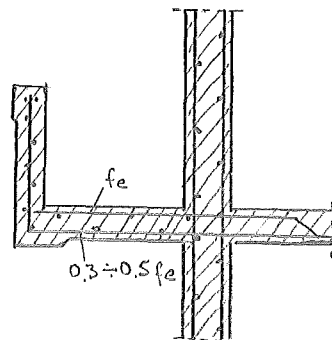


Fig. 3.4

3.4 Balkar

3.4.1 Balksnittet

Bredden på balken i förhållande till dess höjd måste vara tillräckligt stort så att balken med erforderlig säkerhet kan motstå vridning. Det är ju känt att ju mer ett balksnitt närmar sig en kvadrat (idealfallet en cirkel) desto större blir vridstyvheten. Det är för jordbävningshotade områden speciellt viktigt med stort vridmotstånd, och detta p.g.a. att den alltid existerande excentrisiteten mellan konstruktionens tyngdpunkt och dess vridningscentrum ger upphov till vridningar under en jordbävning.

De kaliforniska normerna rekommenderar en minska balkbredd $b=25$ cm och ej mindre än $0.30d$ där d är balkhöjden. Vid stöd bör bredden $b=c$ enl. fig. 3.5 a för att moment- och skjuvkrafter lättare skall kunna föras ned.

Å andra sidan har det konstaterats att balkar med för stort bredd gärna spricker nära stöd vid en jordbävning. Det har dock ännu inget sagts om hur moment och skjuvkrafter på ett säkert sätt skall kunna föras ned. Därför har de kaliforniska normerna faställt en maximal bredd för balkar enligt relationen $b=c+2 \times 0.75d$ se fig. 3.5

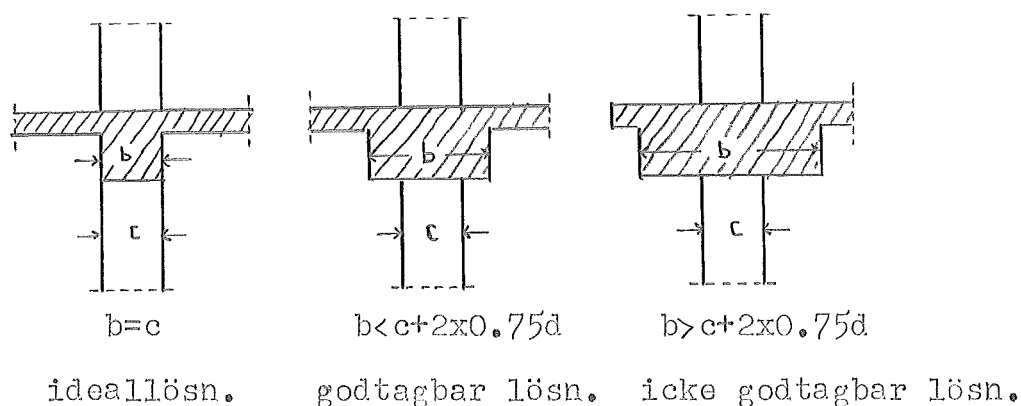


Fig. 3.5

3.4.2 Armering av balkar

3.4.2.1 Nedre balkarmeringen

Denna armeringsmängd ligger mellan 0.5 - 2% max. Enl. fig. 3.6b skall raka armeringsstänger gå ut över stöd till en längd av åtminstone $40 \varnothing$ (\varnothing är arm.stängens diameter). Om stängen ej kan gå ut över stödet skall den krökas, enl. fig. 3.6a, uppåt. Om arm.stängens är av låg hållfasthet måste den också ha ändkrokar.

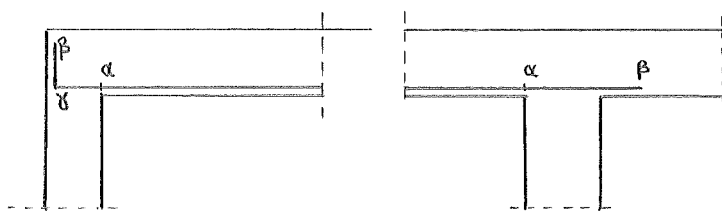


Fig. 3.6 a.

b.

Längden α som litteraturen samt de för närvarande existerande jordbävningsnormerna förutser är med dagens uppfattning de minst acceptabla. Alla nyare normer av armerad betong påtvingar mycket större längder, speciellt vad det gäller armering i de lägre hållfasthetsklasserna, och för betong upp till hållfasthetsklass B 225.

Allmänt rekommenderas att den bärande armeringen i balkar ska gå ned i pelare åtminstone 30 cm för att byglarna skall ha en effektiv enl. fig. 3.7

Vid inre stöd för kontinuerliga balkar är en ideal lösning att de nedre stängerna fortsätter raka över stöd. Detta kan visserligen bara göras om balkhöjden är konstant och den nedre armeringen kan ha samma diameter.

Angående denna nedre armering för balksnitt över stöd, förordnar de flesta bestämmelserna att den måste vara tillräcklig för att kunna uppta positiva moment till ett värde av åtminstone 50% av det negativa momentet.

Några nyare bestämmelser som de rumänska begränsar detta värde till:
 40 % för byggnader i områden med stor jordbävningsaktivitet.
 30 % för byggnader i områden med liten jordbävningsaktivitet.

Andra arbeten har nyligen påvisat att det är önskvärt att ovanstående värde ligger uppemot 75 % .

I balkonger och liknande kan inläggningen av armeringen i balkar i princip följa samma regler som för plattor se fig. 3.4

3.4.2.2 Övre balkarmeringen

I den övre balkdelen och över hela balklängden skall det finnas en armering av minst 2 längsgående stänger och den skall åtminstone vara:

- 25 % av den nedre armeringen (från max.moment)
- 0.5 % av det vinkelräta balksnittet
- 25 % av den maximala stödarmeringen som krävs för balkens två

Denna minsta armeringsmängd krävs i halva balköppningens längd enl. fig 3.7. Skarvning som skall behandlas lite längre fram görs i öppningens mitt och inte invid stöd.

Åtminstone 1/3 av stödarmeringen måste fortsätta förbi stödet i en kontinuerlig balk, fram till momentnollpunkten. Om denna punkt inte är exakt känt, räknar man en längd av $0.25l$ (där l är balkens fria öppning). Resterande stänger -här räknas inte de som enl. tidigare måste finnas över balkens hela längd- behöver endast kunna täcka de aktuella momentdiagramkurvan. Förankringslängden tillkommer.

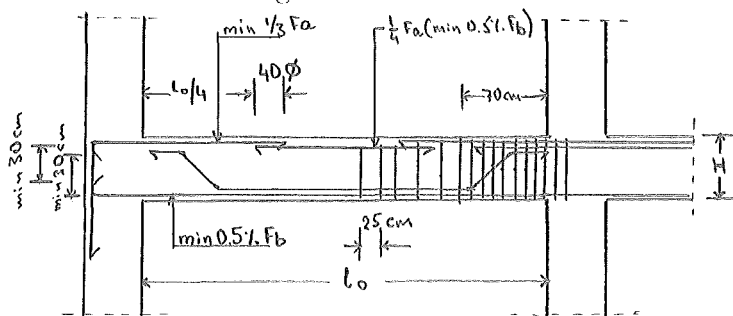


Fig. 3.7 Minsta arm.mängd och förankringsmått för balkar

Speciell uppmärksamhet behövs för en rät utformning av den övre balkarmeringen vid de yttre stöden. Balkstängerna måste förankras väl i pelare och måste ta upp moment även om det i beräkningarna antagits ett stöd som ett fritt led som ej kan ta upp moment.

För att momentstyvhet skall erhållas ska armeringsstängerna gå in i pelare med en längd av 50-80 cm och sedan förankras som i fig. 3.8 visas. Detta gäller vare sig pelaren, som yttre stöd, befinner sig ut i fasaden eller i det inre av byggnaden. Byglarna skall behandlas i det närmaste.

Fotot nedan visar sprickorna som har uppkommit i knutpunkten mellan pelare - balk (ändstöd) som har uppkommit efter en jordbävning.

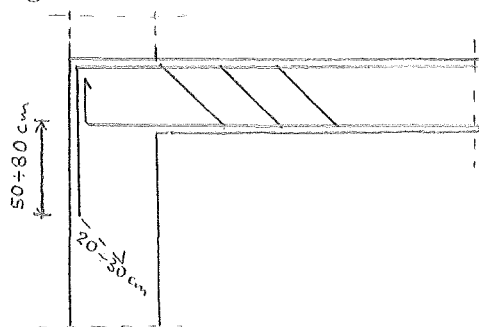
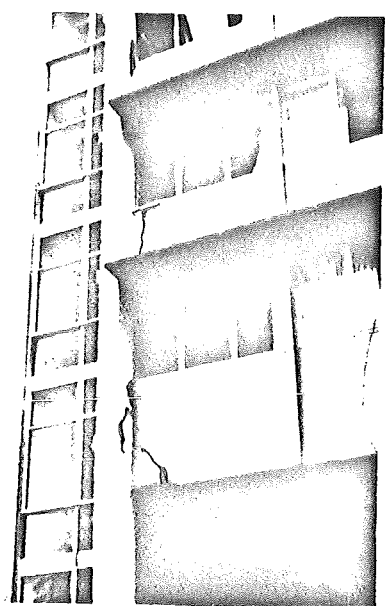


Fig. 3.8



FOTO

3.5 PELARE

3.5.1 Pelarsnittet

För ett pelarsnitt måste följande relation gälla: $b/d > 0.4$, där b är den korta och d den långa sidan i pelarsnittet.

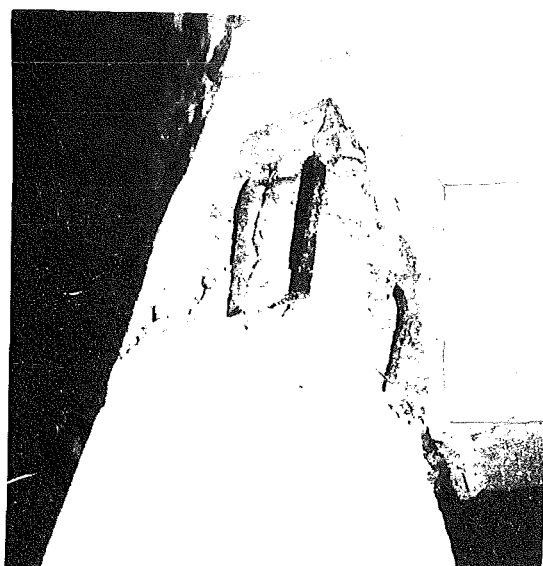
Många normer rekommenderar dessutom att $b > 30\text{cm}$.

Det bör härmed också poängteras att betongens täckande skikt måste ha en tillfredställande tjocklek.

3.5.2 Armering av pelare

Det är fördelaktigare om den längsgående armeringen i pelare har stor diameter för att erhålla ett så homogent tvärsnitt så möjligt. Stora förankringskrokar bör undvikas eftersom dessa skulle kunna framkalla brott i betongen. Om man ändå har förankringar måste man lägga in tätare byglar runt dessa annars kan obehagliga situationer, som fotot nedan visar, uppkomma där betongen i en pelare har blivit söndersmulat.

I den översta våningen kan armeringen i pelare se ut som i fig. 3.9



FOTO

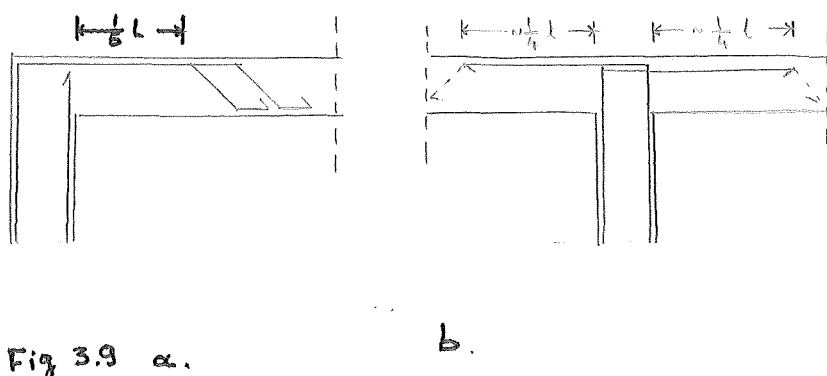


Fig 3.9 a.

b.

Armeringsstängerna skall, som det visas, böjas in i balken så att man får en knutpunkt som kan ta upp böjmoment. Armeringslängden in i balken bör vara enl. fig. 3.9 ovan $1/5 - 1/4l$, där l är balkens längd, med addering av den behövliga förankringslängden. Förankringen bör ske där betongen är tryckt, även om det vanligtvis är svårt i praktiken.

I mellanliggande våningar skall armeringsstängerna fortsätta in i nästa våning enl. fig 3.10. Skarvningen sker alltså enl. figuren i ett område där vi ej har maximal moment.

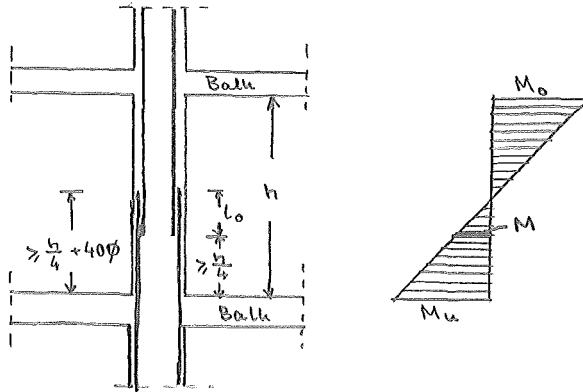


Fig. 3.10.

Om nu en pelare i en mellanliggande våning är smalare sker skarvningen enl. fig 3.11a för att slippa plötsliga böjningar av armeringen, vilken går in i balken 8 cm och maximal böjning är 1:6. Om man inte kan förfara på detta sätt kan alternativet enl. fig. 3.11b användas, där extra armeringsstänger har inlagts.

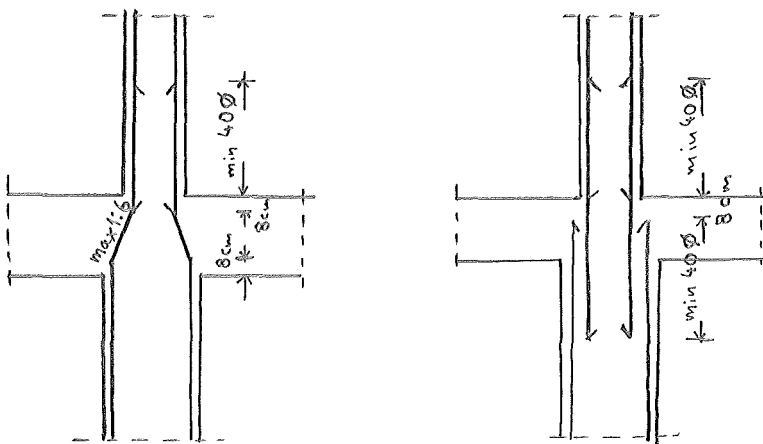


Fig. 3.11 a.

b.

Periferiska och hörnpelare bör alltid göras starkare med armeringsandelen $\mu = 1\%$. De Grekiska jordbävningarnormerna förutsätter för de tre översta våningarna ett pelarsnitt 30/30 med 4 ϕ 20 eller L 2x20/35 med 6 ϕ 16. För alla resterande lägre våningar ett pelarsnitt 35/35 med 4 ϕ 20 eller L 2x20/40 med 6 ϕ 16.

Maximalt avstånd mellan parallella längsgående stänger bör inte vara större än 25 cm i motsats till 35 cm som är vanligtvis acceptabelt i konstruktioner där hänsyn till jordbävningar ej har tagits.

Fig. 3.12 visar två exempel på detta. I sidan med 30 cm, godtas lösningen om avståndet mellan de parallella stängerna är ung. 25 cm. Detta undantag kan också gälla om sidan är 35 cm. Om sidan är 70 cm måste 4 armeringsstänger istället för 3 inläggas. Om sidan är 40-60 cm behöver dock endast 3 stänger inläggas.

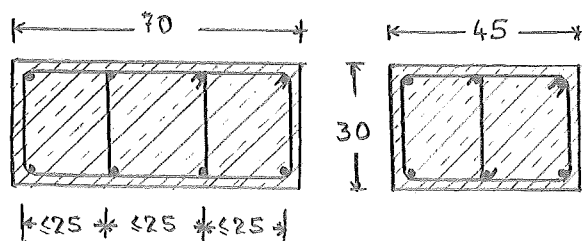


Fig. 3.12

För pelare med sidomått mindre än 30 cm används byglar med $\phi 6$, och för pelare med större sidomått än 30 cm påvisas en bygelarmering $\phi 8$. Detta enl. de Rumänska normerna.

3.6 BYGLAR

För att en del av skelettsystemet i bygnaden skall kunna ta upp en stor del av energin i jordbävningen, utan att det sker något brott krävs det att flytning sker först i den dragande armeringen innan flytning sker i tryckzonen i betongen eller att flytning sker p.g.a. skjuvpåkänning.

För att betongens tryckzon skall kunna klara av en större tryckpåkänning eller för att en större skjuvpåkänning skall kunna upptas krävs det en närvaro av lämpligt och tät anordnade byglar.

Alla nyare internationella normer som den Amerikanska 71-, Tyska etc ålägger mycket tätare byglar än tidigare.

Generellt kan man säga att tidigare föredrogs snett uppbockade armeringsstänger och relativt glest med byglar, för att kunna ta upp de snedda dragkrafterna som skjuvpåkänningen ger uphov till. Idag har det konstaterats att de snedda stängernas bidrag är mycket mindre än vad man tidigare hade uppskattat (ung. 70%), och vid belastning med ändrat tecken spelar de ingen roll. Det rekommenderas inga uppbockade stängen i jordbävningshotade konstruktioner eftersom ett teckenbyte på belastningen (drag-tryck) är möjlig även i balkar, då den säkert uppkommer i pelare. Denna rekommendation finns i de amerikanska normerna. Man föredrar däremot en tätare anordning av omslutande byglar i samband med en tillräcklig och rät förankrad längsgående armering.

Minsta mängd byglar enligt de senaste tyska normerna, även när det inte krävs någon skjuvarmering är:

- $\rho = 0.25\%$ för St I
- $\rho = 0.15\%$ för St III

När det gäller pelare är det känt i Grekland att minsta tvärgående armering byglar $\emptyset 6$ på ett avstånd som inte är större än pelarens minsta tvärsida eller $12\emptyset$, där \emptyset är i pelaren längsgående armeringens diameter. Det kan poängteras att de Rumänska normerna har faställt minsta diameter $\emptyset 8$, när en av pelarens tvärsidor är större än 30 cm. Detta kan dock endast tänkas bli nödvändigt i områden med mycket hög jordbävningssintensitet.

Byglarna som hittills har nämnts måste vara omslutande. De tryckta armeringsstängerna i balkar och pelare (av böjning) skyddas från att böjas utåt av betongen men behöver dock även hjälp av de tvärgående byglarna. Invid knutpunkterna krävs det en tätare bygelarmering. I enlighet med arbeten inom detta område måste avståndet s följa kraven: (se fig. 3.13)

$$s \leq 8\emptyset$$

$$s \leq 24\emptyset'$$

$$s \leq d/4$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

där \emptyset är den längsgående armeringens diameter, \emptyset' bygelns diameter och d är balkhöjden.

De Amerikanska normerna bestämmer som minsta mängd byglar i de kritiska områdena:

$$2f_e \frac{h}{s} \gg 0.15F_e \text{ eller } 0.15F'_e$$

där f_e är tvärarean av bygelbenet

h är balkens effektiva höjd

F_e och F'_e är över och undre armeringsarea i tvärsnittet. I formeln ovan används den större arean.

s är bygelavståndet.

Detta samband, om byglarnas tvärarean är konstant i den resterande öppningen (det är det vanligaste), kan bestämma byglarnas erforderliga avstånd.

För att slippa sådana beräkningar rekommenderar de Kaliforniska normerna att i kritiska områden anordnas byglarna tätare i ett avstånd som är hälften än annars, medan andra normer rekommenderar ett generellt konstant avstånd $s=10$ cm

Som kritiska områden betraktas för balken, områden i ett avstånd av $2d$ från stödets inre kant och för pelare i höjden $h/5$ där h är våningshöjden, men ej mindre än 60 cm för såväl nedre som övre pelardelen. Fig. 3.13

Speciellt i det fall då man inte har källare utan pelaren går ned till fotsulan, är det kritiska området ovanför fotsulan (området som behöver tätare byglar) och når åtminstone till bottenvåningen plattnivå.

I fig. 3.13 har det gemensamma området balk-pelare inte berörts. Om i detta område finns tvärgående balkar belastade eller obelastade och om pelaren fortsätter till ovanliggande våningar, behövs det inga täta byglar. I annat fall speciellt i de översta våningarna i hörnknutpunkterna balk-pelare, krävs det täta byglar. Fig. 3.14

När det gäller placeringen av byglar bör man vara uppmärksam att de inte glider från sin plats under gjutningen, vilket är vanligt i pelare. Följderna kan bli ödestigra. Man kan klistra eller knyta fast byglarna i sin plats.

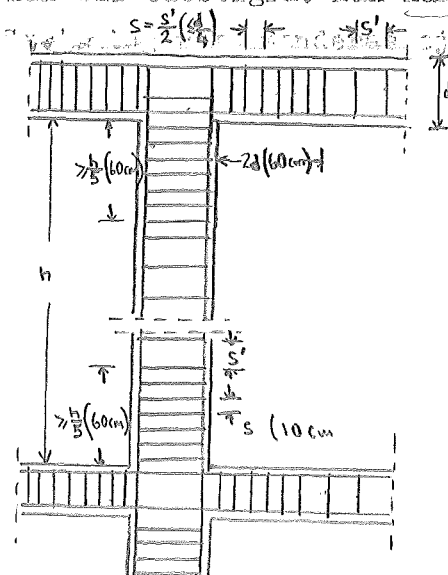


Fig. 3.13

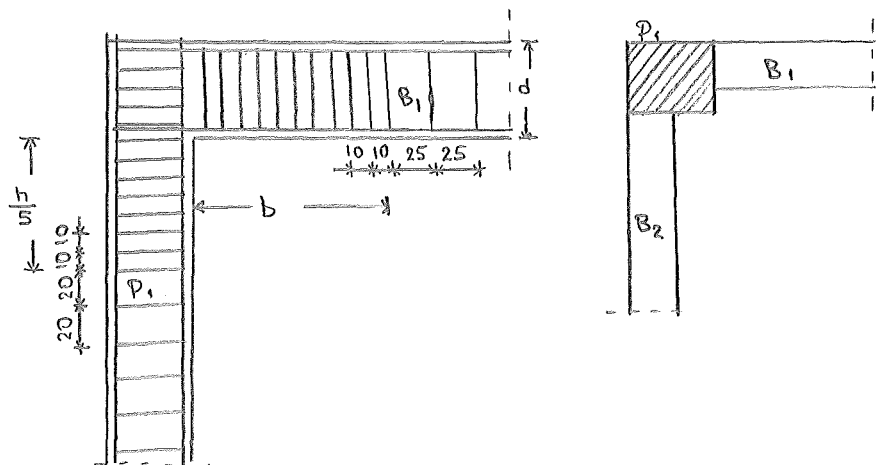


Fig. 3.14 a. Snitt

b. Plan

3.7 Speciella fall av pelare i bottenvåning

a) Speciell uppmärksamhet bör ges till den längsgående som till den tvärs-gående (byglar) armeringen i en vis kategori av pelare. Det gäller nämligen pelare (vissa eller alla) som står i bottenvåningens fasad i ett flervåningshus, när det, mellan de överliggande våningarnas pelare, finns väggar (icke bärande), men i bottenvåningen inte finns annat än byggnads-element med försumbar böjstyvhet, från pelare till pelare likt skyltfönster eller liknande. Fig. 3.15.

I dessa fall kommer de övre våningarnas pelare i samarbete med väggarna att erhålla ökad böjstyvhet och på så sätt kan de uppta större jordbävningskraft. Denna kraft kommer sedan via pelarna att föras ner till bottenvåningen och då kommer pelarna här att understå större belastning än vad som annars skulle vara fallet p.g.a. dess totala böjstyvhet i samspel med elementen mellan pelarna inte är lika stor som i de övre våningarna.

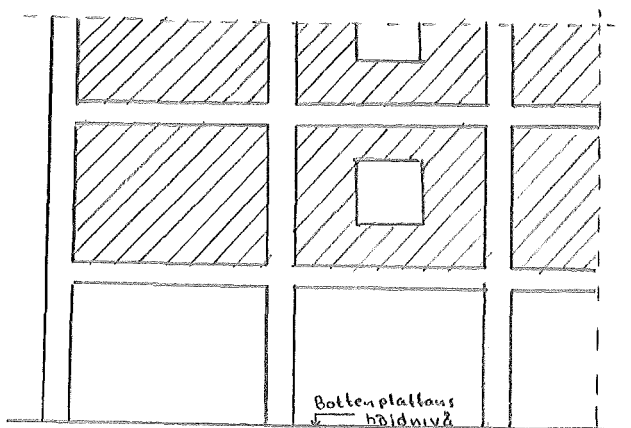


Fig. 3.15

Det är således ändamålsenligt och vettigt att för dessa pelare ta speciella åtgärder. Oberoende av jordbävningskraft, som en jordbävninganalys skulle ha gett, den har ju endast tagit hänsyn till det armerade betongskelettets böjstyvhet, måste dessa pelare förstärkas både med längsgående armering och byglar.

När det gäller den längsgående armeringen är det mycket svårt att finna några konkreta anvisningar och fallet har lämnats till erfarenhetskunnande och förkänslan hos konstruktören.

För byglarna däremot rekommenderas det i de Amerikanska normerna att tätare byglar enl. fig 3.13 i föregående kapitel skall gälla i pelarens hela längd. Detta gäller antingen pelaren står ensam eller om den har en mindre (icke bärande) vägpelare vid sin sida och stora öppningar däremellan. Fig. 3.16. Det uppkomna kritiska området i denna figur är mittområdet, alltså området

där byglarna vanligtvis skulle ha anordnats glesare. Följaktigen måste i hela pelarens längd tätare byglar insättas. I fig. 3.16 krävs det alltså en tät bygelinsättning p.g.a. öppningarna i området CD, i de övriga områdena AB och DE finns det ju redan enligt det tidigare kapitlet redan krav på detta.

b) Ett annat liknande fall är när det, mellan vissa av bottenvåningens pelare, finns stora öppningar eller skyltfönster med försumbar böjstyvhet och mellan andra, fönster med begränsad höjd. Fig. 3.17.

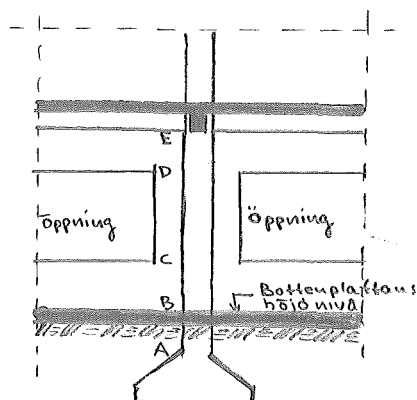


Fig. 3.16

De sistnämnda pelarna har större böjstyvhet, (I beräkningarna tas det ju ingen hänsyn till väggens medverkan) eftersom dess höjd inte är lika stor som våningshöjden utan lika med ett värde som ligger mellan våningshöjden h och fönsterhöjden h' enl. fig. 3.17. De kan alltså ta upp mycket större jordbävingskrafter än vad som motsvarar dess höjd som har används i skjuvkraftsberäkningen. Även här måste armeringen enligt föregående fall insättas även om det inte finns överliggande våningar.

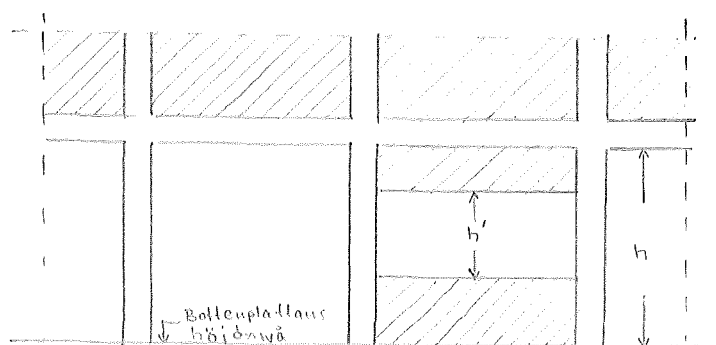


Fig. 3.17

c) Slutligen måste speciell uppmärksamhet ges till pelare som i botten-
våningen har utskjutande tak. Fig. 3.18.

Vanliga sådarna fall är då det utskjutande taket över ex. ett skylt-
fönster stöds i en balk som i sin tur belastar pelarna, som den har som
sitt stöd med vridmoment. På grund av detta har man även i denna knutpunkt
melan pelare - balk, fallet där det behövs tätare byglar enligt tidigare
diskussion.

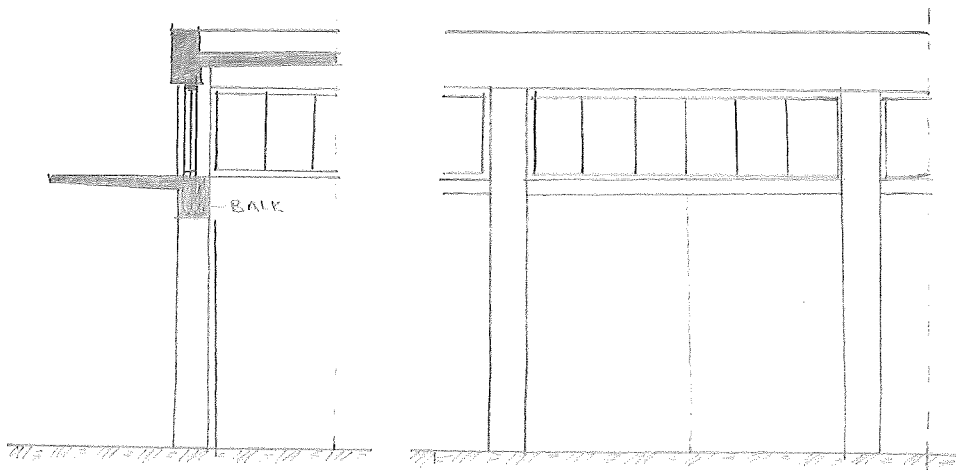


Fig. 3.18

d) En variant där pelaren förstärks i botten våningen kallas "tubular desugn"
och innebär att pelaren är ingjuten i ställåda som fungerar förstyvande. Se
fig 3.19 a

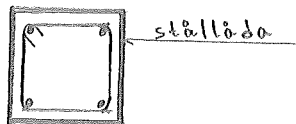
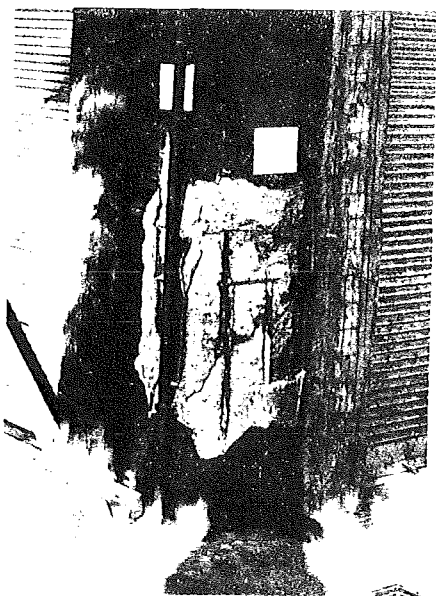


Fig. 3.19.a

3.8 Skarvningar av armeringsstängerna

Det är känt att vid skarvning av armeringen överförs påkänningarna från en armeringsstång till den andra via den omgivande betongen. Därför bör dessa skarvningar inte ske ex. i öppningarnas mitt där vi kan ha maximal moment, för de nedre stängerna samt över stöd för de övre liggande stängerna i ett balktvärsnitt. Om detta är oundvikligt måste varje stång förankras med erforderlig förankringslängd. Det blir då alltså frågan om två oberoende förankringar och inte en spänningsövergång.

För en lyckad skarvning mellan två armeringsstängar måste dessa över- täcka varandra med en längd av åtminstone 24ϕ men ej mindre än 30 cm. Resultatet av en sådan misslyckad åtgärd visas på fotot nedan.



FOTO

Två skarvade armeringsstängar kan beröra varandra eller ligga ifrån varandra upp till avstånd på max. 4ϕ . Inom skarvlängden bör det finnas åtminstone 2 byglar enligt Amerikansk litteratur och 3 enligt Tysk. Dessa skall bl.a. skydda armeringsstängernas ändar från att böjas utåt. Fig. 3.19. b

Speciellt i områden med stora påkänningar där det var oundvikligt med en skarvning av armeringen är det att föredra omslutande byglar var 10:e cm medan det bör finnas åtminstone 2 byglar i områden med mer normala påkänningar.

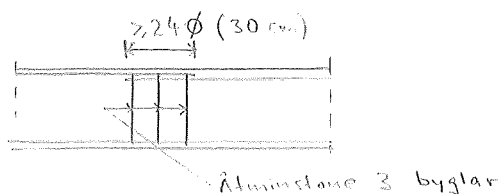


Fig. 3.19. b

Ett sådant slarv där byglar fattas i en skarvning visas på fotot nedan.



FOTO

Slutligen, eftersom det tidigare i detta kapitel blivit tal om förankringslängder, kan det poängteras att det krävs en stor längd enligt nyare normer. Den nya DIN 1045 förutser förankringslängder omkring 40ϕ för St III och 50ϕ för St I, och detta för armeringsstänger i nedre tvärsnittet. För armeringsstänger i den övre delen av tvärsnittet erfordras den dubbla förankringslängden.

Som områden där det är till nackdel att förankra armeringen enligt de Amerikanska normerna, avses de övre 25 cm av tvärsnittet och man säger att förankringslängden där måste ökas med 40%.

En variant av skarvning som har börjat användas är "skarvhylsor" som innebär att två armeringsstänger som ska skarvas skruvas in i en skarvhylsa till en enhet.

Fig. 3.19.0 c.

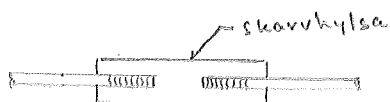


Fig. 3.19.c

3.9 Arbetsfogar

Härmed avses ställen där det har varit uppehåll vid betonggjutningen. Dessa uppehåll är ofrånkomliga i praktiken och bör fastställas av konstruktören efter jämförelse med beräkningarna.

Allmänt kan man säga att pelare i hela sin gjutningslängd inte bör ha några uppehåll. Statistik över byggnadsskador visar att de flesta skadorna uppkommer just i sådana ställen.

Att föredra, för arbetsuppehåll, är ställen där påkänningarna är relativt små, speciellt dragpåkänningarna. Här avses ställen där momentet närmar sig noll. Fig. 3.20.

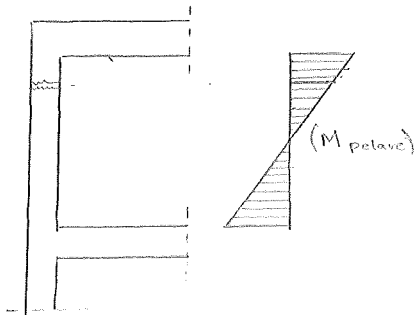


Fig. 3.20

Innan betonggjutningen fortsätter efter ett uppehåll bör den gamla ytan borstas ren tvättas med vatten och låta torkas.

Om det är fråga om en balk eller ännu mer om en pelare, poängteras det här också behovet av tätare byglar i denna fog.

4. JORDBÄVNINGSVÄGGAR

4.1 Väggens utformning

Som väggar kan man härmed anse sådana vertikala böjstyva element vars längd l i förhållande till deras tjocklek d följer relationen $l/d < 4$. Fig.4.1. Motsatsen till denna relation kan man säga en pelare.

Dessa väggar har till uppgift att, förutom att föra ned de vertikala krafterna och böjmomenten från ovanliggande balkar och plattor, att huvudsakligen kunna ta upp horisontella krafter från bl.a. vind och jordbävningar.

När en vägg ska fungera som ett stöd och ta upp vertikala stöd krafter, för ex. en balk, i sina ytterkanter, föreslås det att rena pelare sammanbyggs där balken för ned sin belastning. Pelare i ytterkanten eller tvärgående väggar mot väggarna (fig. 4.1 cd) anvisas av de Grekiska jordbävningsnormerna för varje vägg med tjocklek mindre än 20 cm (tillåten tjocklek 15 cm). Detta rekommenderas även generellt i den övriga internationella litteraturen. Dessa kantpelare eller tvärsgående väggar försäkrar väggen med en sidostyvhet samtidigt som de ökar styvheten i väggens ländriktning.

Väggens utformning i byggnadens huvudaxlar måste ha en enkel klar och tillfredställande funktion samt en hållfasthet som är tillräcklig även för excentriska krafter (M, N) som för skjuvning (Q).

4.2 Vertikal armering

I beräkningar antar man att den erforderliga vertikala böjarmeringen fördelas jämnt längst hela väggen. I praktiken samlas den i väggens ytterkanter. I mittenområdena inläggs armeringen ($\varnothing 8/20$ dubbel), generellt utan beräkningar.

De nya Rumänska jordbävningsnormerna från 1978 rekommenderar att den erforderliga vertikala böjarmeringen samlas i väggens, enl. fig.4.2, svarta områden.

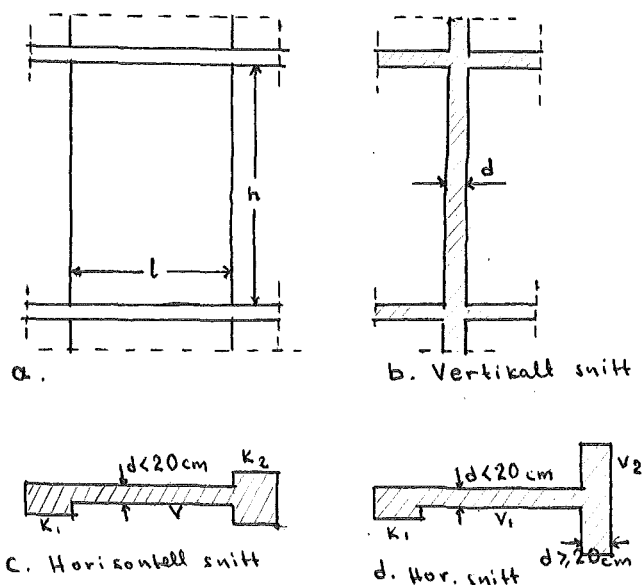


Fig. 4.1

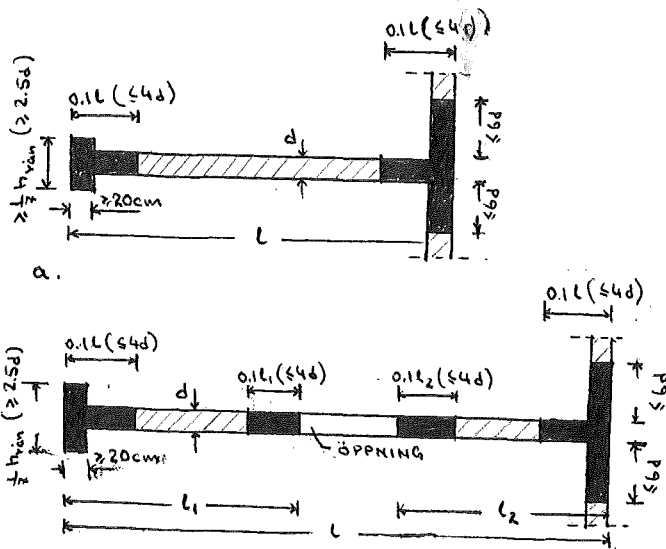


Fig. 4.2 b.

Härmed kan det även nämnas att för de väggar som inte slutar med en tvärvägg anvisar man i samma normer en kantförtjockning som åtminstone bör vara lika med $2d$ eller $1/7$ av våningshöjden. Fig. 4.2. Denna kantförtjockning ska räcka för den erforderliga kantarmeringen samtidigt som den ökar tvärböjstyvheten.

Den minsta mängd vertikal armering som visa försök har lett fram till och som många normer anvisar för de vanliga lastfallen är:

$$\mu_{\text{vert.}} = 0.0025$$

Denna vertikala armering skall dock inte vara mindre än den horisontella, vilken erfordras efter en skjuvkraftskontroll.

Nyare Europeiska betongbestämmelser förutser för armerade väggar, utan att ta hänsyn till jordbävningar $\mu = 0.004$. Dock skall denna armering anses fördelad i två rader längs hela väggen eller i en rad för tunna väggar.

4.3 Horisontell armering

Minsta mängd horisontell armering enl. nyare Amerikanska normer är:

$$\mu_{\text{hor.}} = 0.0025$$

De Europeiska betongbestämmelserna enl. CEB har ingen sådan anvisning angående den horisontella armeringen i väggen, förmodligen därför att de inte tar hänsyn till jordbävningar utan låter denna fråga vara öppen.

Fotot nedan visar sprickorna i vägg p.g.a. skjuvkrafterna.

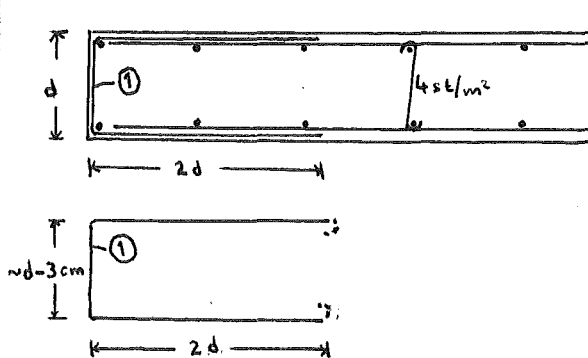


Fig. 4.3

Foto.

Den horisontella armeringen placeras utanför den vertikala längst väggens två sidor. Fig. 4.3. I korta väggar måste den horisontella armeringen böjas in i en rät vinkel och förankras i väggens kantpelare eller i tvärgående väggar. Eftersom detta är svårt i vissa praktiska fall, brukar man i praktiken förfara på följande sätt:

a) När inga kantelement finns (kantpelare eller tvärgående väggar) placerar man i kanten stänger med formen som stängerna ① i fig. 4.3. Dessa har samma diameter och avstånd som väggens övriga horisontella armering. Om betongen är av kvalitet St I måste dessa stänger förses med krokar i ändarna. Det hade varit fördelaktigare om byglar hade kunnat användas här, men det är svårare konstruktionsmässigt.

b) När kantpelare eller tvärväggar finns, så kan utformningen ske enl. fig. 4.4. I figuren avslutas väggen med en kantförtjockning, en eller tvåsidig.

Om det istället finns en tvärvägg, då måste byglarna ① enl. fig 4.4 ersättas med tvärväggens horisontella armeringsstänger.

De motstående vertikala armeringsstängerna måste slutligen sammanbindas med krokar med S-formen och dessabör åtminstone vara 4 st/m^2 enl. DIN 1045.

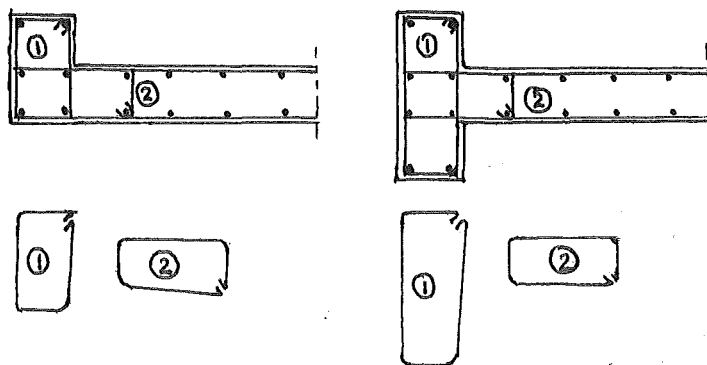


Fig. 4.4. a.

b.

4.4 Övrigt

Om man har fönsteröppningar i en vägg enl. tidigare, måste den armering som skulle ha legat i öppningen istället inläggas som en extra armering runt öppningen. Den vertikala armeringen läggs in i hela väggens höjd medan motsvarande horisontella armering inläggs åtminstone 40ϕ (min 45 cm) bortom öppningens kant. Fig. 4.5.

För arbetsfogar, gäller generellt det som har sagts tidigare i kap. 3.9 för de övriga bärande elementen. För de horisontella arbetsfogarna föredras ex. antingen den översta eller den nedersta kanten av öppningar. Vertikala arbetsfogar bör undvikas nära byggnadens hörnor och i övrigt också.

Skarvningar av armeringsstängerna i väggen och huvudsakligen i arbetsfogar bör undvikas. En rätt utformning av armeringsskarvning i område med arbetsfog visas i fig. 4.6, och den kan gälla för de horisontella som för de vertikala arbetsfogarna. Generellt kan man säga att skarvningar för de vertikala armeringsstängerna följer samma regler som för pelare enl. kap. 3.5.

Skarvningar för de horisontella armeringsstängerna kan placeras i väggens mitt (dessa är tillåtna för väggar med relativ lång längd) och övertäcka varandra åtminstone 45ϕ men inte mindre än 60 cm.

Sist bör det poängteras att väggarna måste konstrueras samtidigt med det andra bärande skelettet för att konstruktionen skall bli homogent eller med andra ord att samarbete mellan armering och betong skall ske bättre.

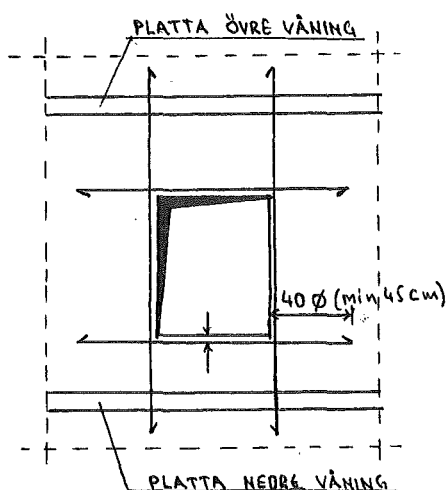


Fig. 4.5.

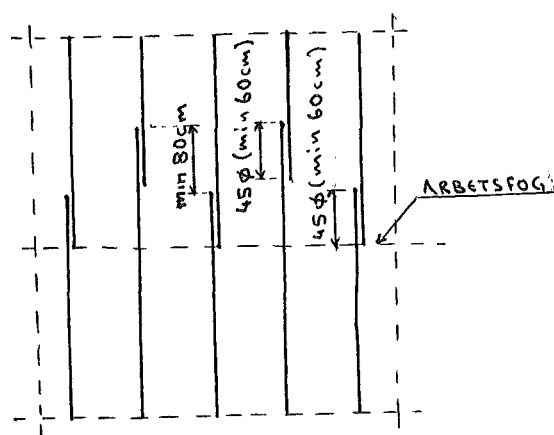


Fig. 4.6.

5. GRUNDLÄGGNING

5.1 Allmänt

Markens beskaffenhet liksom valet av grundläggning för byggnader spelar en mycket stor roll för hur byggnader i sin helhet kommer att reagera under en jordbävning.

För de horisontella jordbävningskrafterna tar man hänsyn till framtida utgrävningar runt byggnaden där passiva jordtryck kan växla till aktiva.

När det gäller tillåten vertikal grundläggningspåkänning, tillåts det enligt de Grekiska jordbävningssnormerna en spänningsökning med 50% under en jordbävning och motsvarande Amerikanska normer godtar en spänningsökning på 33%.

5.2 Höga byggnaders infästning i marken

Ju högre en byggnad är desto större är behovet av en rät infästning i marken. Infästningen görs med periferiska väggar av armerad betong i källaren. Dessa väggar, som når från grundläggningsnivån upp till marknivån och tillsammans med grundläggningselementen samt bottenvåningens platta, bildar tillsammans en oböjlig låda, som måste säkerhetställa den behövliga infästningslängden BC (fig. 5.1b) när byggnaden fungerar, under en jordbävning, som en stång AB infäst i marken.

Ju högre en byggnad är desto större infästningsdjup erfordras. Detta kan uppnås antingen genom en källare till eller genom ökning av källarhöjden. Fig. 5.1 Man bör dessutom föredra en källare som utsträcker sig under hela byggnaden och inte under en del av den.

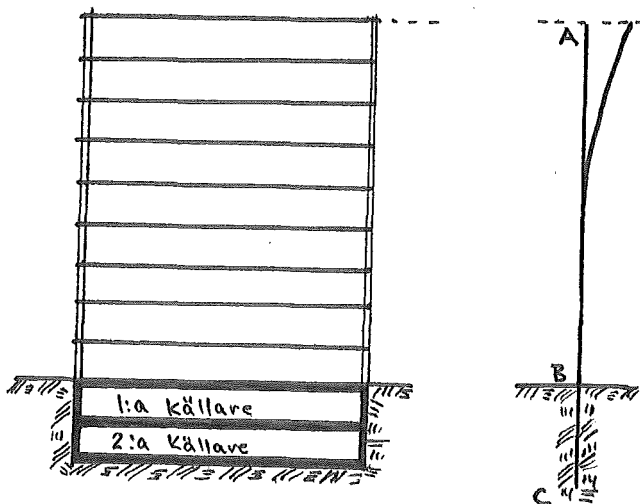


Fig. 5.1

5.3 Ojämma grundläggningsnivåer

En grundläggande regel när det gäller grundläggningar, som i högsta grad bör eftersträvas, är att grundläggningen ska ske på samma underlag och på samma djup.

Grundläggningsproblemet blir betydande då den arkitektoniska planutformningen eller den konstruktionsmässiga detaljutformningen eller markens topografiska utseende inte möjliggör byggnadens grundläggning på samma djup.

Man stöter på detta problem i de fall då källaren (eller källardelen) inte utsträcker sig under hela byggnadens planyta eller när marken har stor lutning. Fig. 5.2a.

Den bästa lösningen i sådana fall är en uppdelning av byggnaden, genom fogar, i delar som kan reagera oberoende av varandra under en jordbävning. Det är dock vanligast så att fogen utelämnas av diverse anledningar och då anlitar man sig till olika lösningar vilka resulterar till en enhetlig byggnadsvolym. I dessa fall konstrueras grundläggningen på olika nivåer men på samma markunderlag.

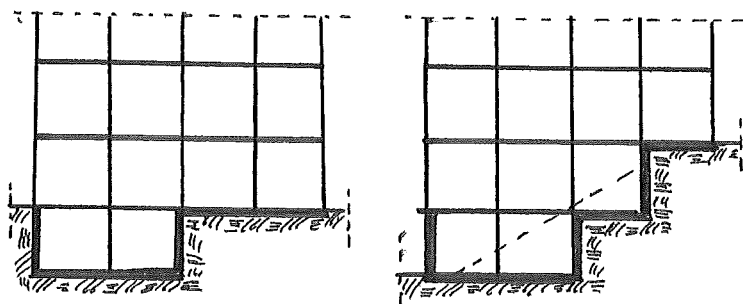


Fig. 5.2 a.

b.

Under delarnas grundläggning på olika djup måste övergången från en högre till en lägre nivå ske stegvis med en lutning mindre än 1:2. Stegets höjd h får inte vara större än 60 cm, medan bredden l bör åtminstone vara dubbel så stor som höjden. Fig. 5.3. Detta enligt de Sovjetiska normerna. Det första (nedre) steget måste ha ett avstånd på åtminstone 1.0 m från fog eller från annan byggnadsojämnhet. Detta enligt de Jugoslaviska normerna.

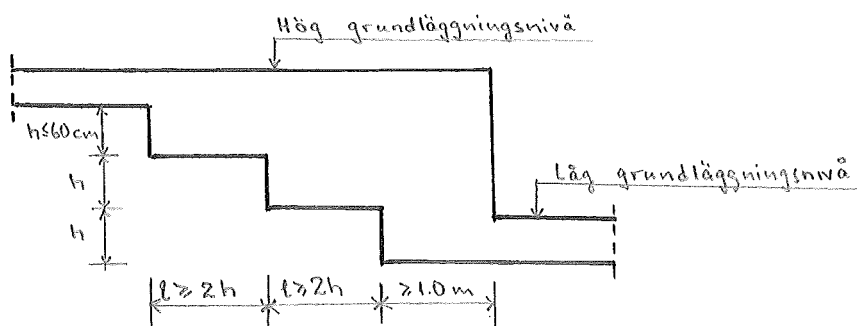


Fig. 5.3

Denna typ av stegvis grundläggning rekommenderas för byggnader vars statiska system består av bärande väggar (tegel eller armerad betong).

Grundläggning av denna sort kan tydligen inte appliceras i byggnader med det vanligt förekommande stomskelettet av armerad betong. I sådana fall anvisas det att pelarna skall gå ned till grundläggningsnivån även under byggnadsdelar där källare inte behövs. Fig. 5.4

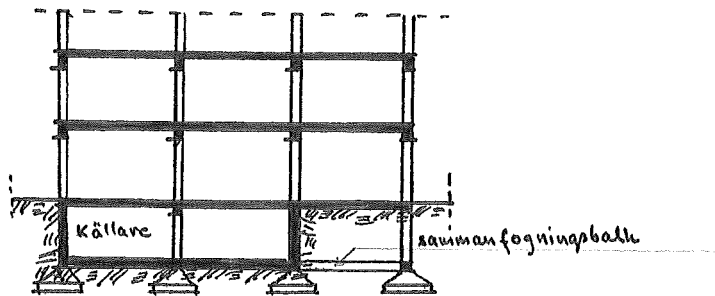


Fig. 5.4

Om den delen av planytan som inte behöver ha källare är relativt stor, då måste en stor del av de vertikalt bärande elementen i skelettsystemet gå ned till ganska stort djup enligt lösningen i fig. 5.4, och detta skulle bli utomordentligt dyrt. Då är det ändamålsenligt att ge en lösning så som det visas i fig. 5.5, där man bygger en böjstark låda av armerad betong, vilken utgör en stark grund för hela byggnaden.

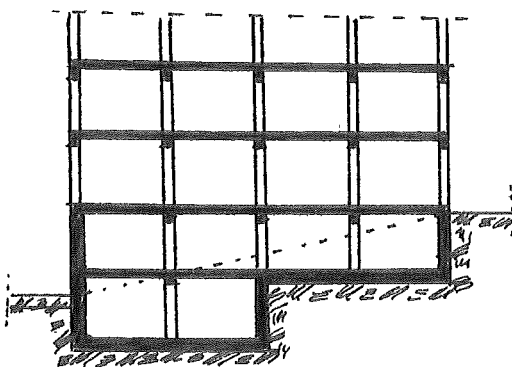


Fig. 5.5

5.4 Sammanfogning av grundkonstruktioner

Beroende på markens beskaffenhet, typ av byggnad oeg antalet våningar över marken kan grundläggningen göras på följande sätt (eller som kombination av dessa).

- a. Grundläggning under hela byggnaden
- b. " " med kontinuerliga grundplattor som balkar
- c. " " enskilda grundplattor

Grundläggningen i flervåningsbyggnader bör med företräde göras kontinuerligt, speciellt för betydande byggnadslaster, och i eftergivliga jordar bör man föredra grundläggning med ett nät av kontinuerliga balkgrundplattor eller en grundläggning under hela byggnaden (fig 5.6). På detta sätt undviks grundplattornas relativa horisontella förflyttning, speciellt när anliggningsmarken är mjuk eller ännu mer när jordskikten inte är horisontella. Likaledes när grundläggningsjorden uppvisar lutningar och ohomogeniteter, då är även jordens hållfasthet ohomogen och detsamma uppvisar även krafterna som uppkommer mellan jorden och grundkonstruktionen, under en jordbävning, och detta ålägger, förutom andra kända faktorer, en sammanfogning av hela grundläggningen (fig.5.6ab) på så sätt att byggnaden beter sig som en helhet. Detta påpekande gäller bara grundläggningen i mjuka jordar och inte i steniga enl. "Downrick D. Earthquake Resistant Design"

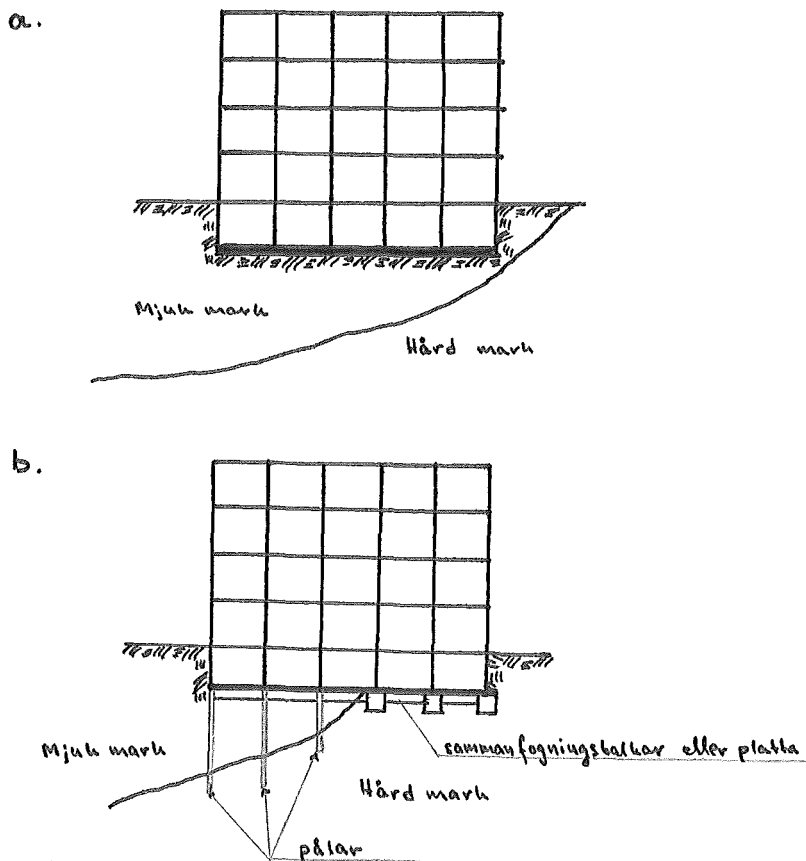


Fig. 5.6

P.g.a. att grundläggning med ett nät av kontinuerliga balkgrundplattor eller grundläggning under hela byggnaden generellt är oekonomiskt, när marken inte kräver en absolut monolitisk grundläggning, då använder man sig av en grundläggning med enskilda grundplattor men man blir påtvingad att sammanfoga dessa sinsemellan så att felsteg undviks under varaktigheten av eventuella jordbävningsskakningar. Detta säkerhetsställs genom sammanfogade balkar som är horisontella element av armerad betong och placerade i pelarnas ände nedåt. Fig. 5.7

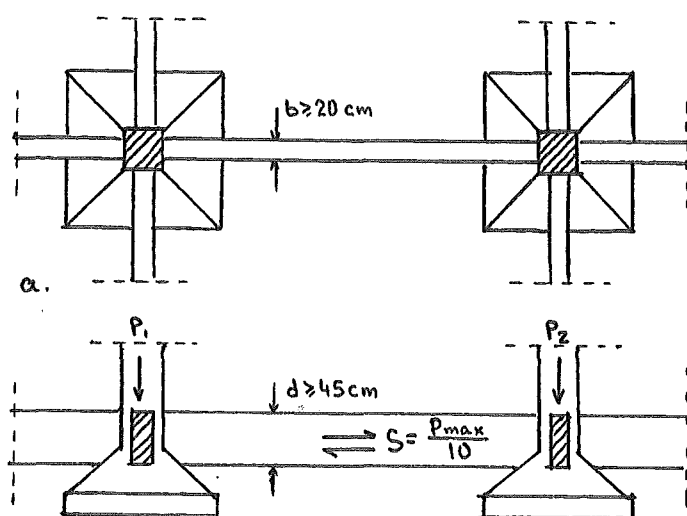


Fig. 5.7.b.

De Rumänska normerna begränsar nödvändigheten av grundplattornas sammanfogning med balk till följande fall:

- till ramkonstruktioner, som grundläggs i relativt mjuka jordar, där sammanfogningsbalkarna förhindrar grundplattornas horisontella förflyttning p.g.a. de horisontella stötarna från jordbävningen.
- där det avses ett samarbete mellan grundkonstruktionerna för upptagande av de horisontella krafterna och huvudsakligen för en överföring av dessa krafter till grundplattor som disponerar över ett hållfasthetsöverskott (självfallet hållfasthet för upptagande av horisontella stötar), från grundplattor med stora laster.

5.5 Utformning av sammanfogningsbalkarna

Dimensionen för sammanfogningsbalkarna och deras armeringsvägning beror på de krafter som överförs till grundkonstruktionen från den överliggande byggnaden och på avståndet mellan grundplattorna. Tydligt måste sammanfogningsbalkarna kunna motstå horisontella tryck- och dragkrafter som uppkommer under jordbävningar.

Enligt vissa finska normer, måste sammanfogningsbalkarna kunna uppta en axiell kraft, drag eller tryck, lika med en tiondel av den vertikala lasten i den mest belastade av de sammanfogade grundplattorna. (Fig. 5.7b).

Minsta tvärsnittsdimension för en sammanfogningsbalk är 20/45 eller 30/30. Vanligtvis är tvärsnittet enhetlig i hela grundkonstruktionen.

Sammanfogningsbalkarnas längsgående armering är symmetrisk (övre o undre) och bör vara erforderligt förankrad i grundplattorna som står i båda sidorna (upptagande av dragkraft). De erforderliga förankringslängderna ab (fig. 5.8) är unq.

40 ϕ för St III

50 ϕ för St I

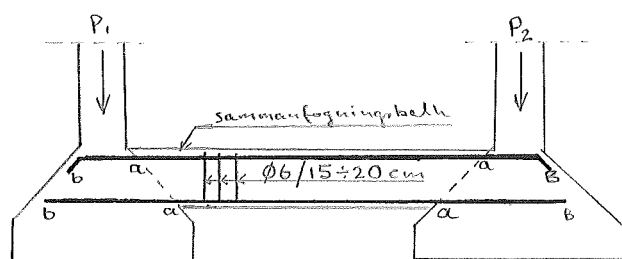


Fig. 5.8

Desutom måste täckskiktet för armeringen, med betong, vara tillräcklig p.g.a. jordfuktigheten. Täckskiktet bör åtminstone vara 3 cm. Minsta använda armeringsdiameter är $\phi 12$, medan som minsta vägning längsgående armering (övre och undre) rekommenderas ungefär = 1.0% enligt "Dowrick D. Earthquake Resistant Design", eller 4 $\phi 16$ enl. "Bogunović S. Edifici in muratura ed in cemento armato".

Som byglar i sammanfogningsbalkar inläggs vanligen $\phi 6/25$ till $\phi 6/20$ (fig. 5.8) även om det rekommenderas minsta diameter $\phi 8$ och avstånd som i pelare av "Dowrick D. Earthquake Resistant Design", alltså $< 12\phi$ (ϕ är den längsgående armeringens diameter) och $< b$ (b är minsta tvärsnittssida- vanligtvis bredden- av balktvärsnittet).

5.6 Speciella fall av grundkonstruktionsammanslagningar

a. När bottenvåningens grundplatta konstrueras av armerad betong i nivån där grundläggningen börjar (fig 5.9) kan bottenvåningens platta användas för sammanslagningen mellan enskilda eller kontinuerliga grundplattor, förutsatt att plattan är analogt armerad. Enligt de Amerikanska normerna, bör plattan ha en tjocklek av åtminstone $l/48$, där l är den fria öppningen mellan grundplattorna, och givetvis inte mindre än 15 cm. Fig. 5.9. Enligt samma normer måste denna platta kunna uppta en axiell kraft lika med 10% av de sammanslagade grundplattornas största last, som är aktiv i två riktningar.

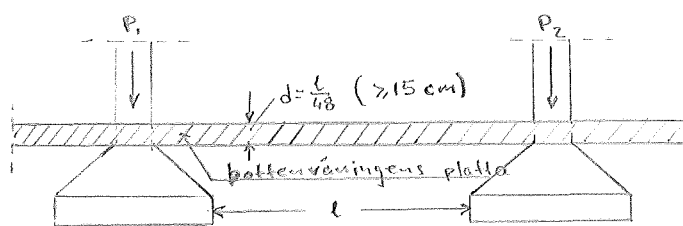


Fig. 5.9

b. När en byggnads grundläggning består av kontinuerliga grundplattor endast i en riktning och som inte är sammanslagade sinsemellan med tvärgående kont. grundplattor eller med grundläggningväggar i tvärriktningen, då måste den tvärgående sammanslagningen säkerställas med sammanslagningsbalkar. Balkarnas centrumavstånd bör inte överstiga 7.0 m (unc.). Fig. 5.10.

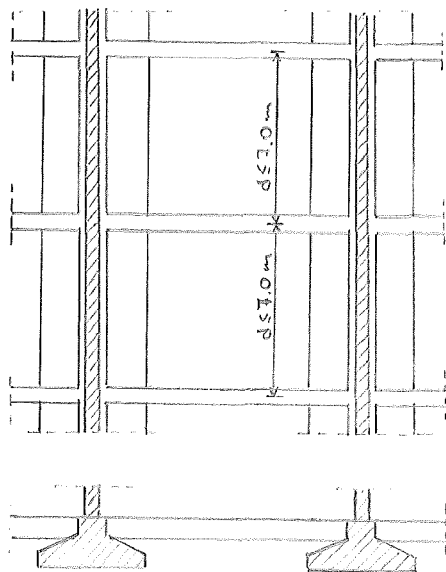


Fig. 5.10

Beträffande vad som har sagts om grundläggningen framgår det som resultat att grundläggningar måste bilda ett enhetligt system, som utgörs av effektivt sammanfogade element. På grund av detta måste man ge speciell aktsamhet åt grundläggningar med förtillverkade element (som huvudsakligen används i envånings- industribyggnader) eller att dessa undviks i områden som är utsatta för stor jordbävningensaktivitet.

5.7 Grundläggning med pålar

De Sovjetiska jordbävningssnormerna innehåller några anvisningar för grundläggning med pålar.

Man rekommenderar företrädesvis förtillverkade pålar, medan de på platsen ingjutna pålar bör inkläs.

Påltopparnas sammanfogningsplatta måste konstrueras så djupt så möjligt. Påltopparna måste gå in i plattan till en höjd som bestämmer av jordbävningen och som absolut måste vara tillräcklig för en oböjlig sammanfogning. Det bör poängteras att under jordbävningen i San Fernando 1971 faställdes att bristen på pålarnas monolitiska sammanfogning med topparnas sammanfogning samt bristen på sammanfogning dem emellan, framkallade många brott. Det bör även krävas en kontinuerlig armering mellan pålen och sammanfogningsplattan i påltoppen.

Slutligen, för att det skall finnas en förmåga att bilda leder i påltoppen och dess nedre del, måste man placera där tätare byglar, som i pelare.