

Prosjektoppgave – kapasitetskontroll av kontorbygning KLP Teknobyen

1. Innledning

Denne rapporten er min besvarelse på prosjektoppgaven i emnet *TKT4520 Prosjektering av konstruksjoner, fordypningsprosjekt*. Emnet inngår som en del av sivilingeniørstudiet Ingeniørvitenskap og IKT med studiespesialisering konstruksjonsteknikk med temaområde betongkonstruksjoner. Her ble jeg bedt om å gjøre en kapasitetskontroll av kontorbygget KLP Teknobyen under kyndig veiledning av Jan Arve Øverli. Arbeidet inkluderer lastdefinisjoner, kapasitetskontroll av flatdekkene, nedbøyningskontroll, kapasitetskontroll av søyler og beregning av avstivningssystem mot horisontal bevegelse med mer. I denne rapporten presenteres fremgangsmåter og resultater, mens selve tallberegningene gis som vedlegg.

2. Forutsetninger

I arbeidet er det forutsatt normalbetong av klasse B35 og armeringsstål av klasse B500NC. Dette gir materialverdiene $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_{cd} = 19,8 \text{ MPa}$, $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ og $f_{yd} = 434 \text{ MPa}$. Eksponeringsklassen er satt til XC1, som fra *NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner* (heretter betegnet EC2) beskrives som "betong inne i bygninger med lav luftfuktighet". Fra eksponeringsklassen finner vi betongoverdekningen $c_{nom} = 25 \text{ mm}$ for stangdiameter $\phi 12$ og dimensjonerende brukstid 50 år.

3. Laster

Egenlasten av flatdekket finnes fra *NS-EN 1991-1-1 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Fra tabell A.1 i Tillegg A finner man tyngdetettheten $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ for normalbetong med normal prosent av stål i armering. For et flatdekke med tverrsnittshøyde $h = 280 \text{ mm}$ blir egenlasten $g = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,28 \text{ m} = 7,0 \text{ kN/m}^2$.

Nyttelasten på konstruksjonen er hentet fra samme Eurokode 1 og tabell NA.6.2 i nasjonalt tillegg der jevnt fordelt last q_k er oppgitt som $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ for kategori B – kontorarealer.

Verdien på snølast finner man i *NS-EN 1991-1-1 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-3: Allmenne laster – Snølast*, der tabell NA.4.1(901) gir karakteristisk snølast på mark s_{k0} for Trondheim kommune lik $s_{k0} = 3,5 \text{ kN/m}^2$. Snølasten er i ligning (5.1) oppgitt som $s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$ for vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjoner. Med normal topografi ($C_e = 1,0$) og flatt tak ($\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = 0,8$) uten høy varmegjennomgang ($C_t = 1,0$), beregnes snølasten til $s = 2,8 \text{ kN/m}^2$.

Vindlasten beregnes fra *NS-EN 1991-1-1 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-4: Vindlaster*. Forenklet settes verdien av vindlasten q_w til $q_w = 1,0 \text{ kN/m}^2$ i denne prosjektoppgaven. Det store forholdet mellom langsidene og kortsidene til bygget gjør at vindlast i y-retning blir dominerende og at vindlast i x-retning neglisjeres.

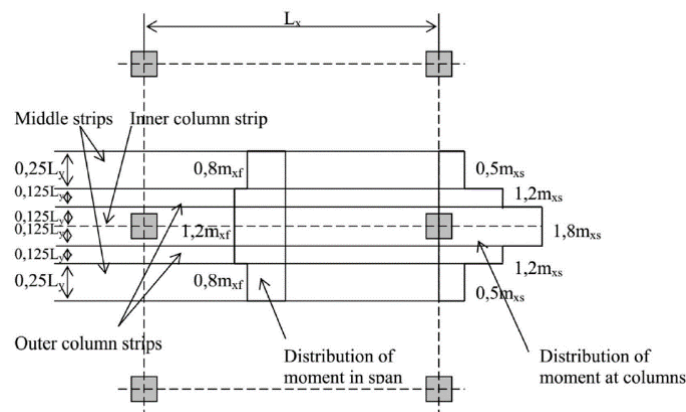
Mulige lastkombinasjoner gis av Eurokode 1 som enten 1) $1,2g + 1,5p$ eller 2) $1,35g + 1,05p$. Med $g = 7,0 \text{ kN/m}^2$ og $p = 3,0 \text{ kN/m}^2$ gir lastkombinasjon 1) størst verdi og er dermed dimensjonerende.

4. Flatdekke – beregning av nødvendig lengde- og skjærarmering

Dekket forenkles til et kontinuerlig flatdekke med konstant tverrsnittshøyde $h = 280 \text{ mm}$. En skisse av dekket er vedlagt som vedlegg 1. Ettersom utstrekningen i x-retning er mye større enn i y-retning er kun halve dekket skissert, med en stiplet linje som indikerer symmetri i x-retning.

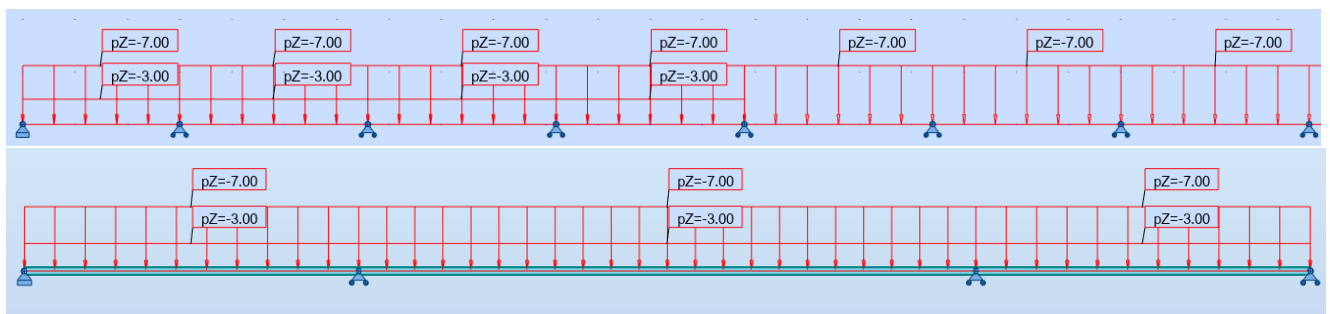
Dekket beregnes ved å bruke *ekvivalent ramme-metoden*. Dette innebærer at dekket deles inn i rammer bestående av søyler og platetverrsnitt som ligger mellom senterlinjene gjennom tilstøtende understøttelser. Konstruksjonsdelenes stivhet kan beregnes ut fra deres brutto tverrsnitt. Videre er fordelingen av lengdearmering over rammebredden basert på *NB Publikasjon 33* med en momentfordistribusjon vist på figur 1. EC2 9.4.1(2) angir imidlertid at halvparten av armeringsmengden skal ligge innenfor en kvart feltbredde over søylen. På bakgrunn av dette endres verdiene $1,8m_{xs}$ til $2,0m_{xs}$ og $1,2m_{xs}$ til $1,0m_{xs}$ for indre og ytre søylestripe respektivt.

MOMENT DISTRIBUTION IN FLAT SLABS ACCORDING TO NB Publikasjon 33 :



Figur 1: Momentfordistribusjon i stripe etter NB Publikasjon 33.

Flatdekket modelleres i programvaren *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020* (heretter betegnet kort som Robot) for å finne de statiske momentene som skal brukes i rammemodellen. For denne deloppgaven modelleres en fritt opplagt bjelke med vilkårlig tverrsnitt og feltbredder lik avstanden mellom søylene (6,0 m og 7,2 m). Det er imidlertid ikke nødvendig å modellere alle feltene i x-retning. Virkningen av påførte krefter (dvs. bøyemoment og skjærkraft) ved den ene enden vil dempes kraftig bortover plata, og vil ikke merkes ved den andre enden. I y-retning modelleres dekket tilsvarende med feltbredder 3,9 m og 7,2 m. De statiske modellene er vist i figur 2.



Figur 2: Robot-modellene av flatdekket i x- og y-retning med egenlast og nyttelast.

For å finne maksimalt dimensjonerende moment i overkant av en søyle og i underkant midt i et felt trenger man dermed bare noen få lastkombinasjoner. Sammen med egenlast i alle felt har jeg i Robot-modellen for x-retning inkludert nyttelast i felt 1, 2, 3 og 4 samt kombinasjoner av disse. For modellen av plata i y-retning er nyttelast inkludert i alle felt samt kombinasjoner av disse. I x-retning ble maksimalt moment m_{xs} over søylene funnet for lastkombinasjon med nyttelast i felt 2 og 3, og maksimalt feltmoment m_{xf} funnet for nyttelast i felt 1 og 3. I y-retning ble dimensjonerende moment m_{ys} i overkant funnet for nyttelast i felt 1 og 2, og m_{yf} i underkant for nyttelast i felt 2. Følgende verdier ble funnet og brukes i beregningen av lengdearmering:

$$\begin{aligned}m_{xs} &= 61,1 \text{ kNm/m} & m_{xf} &= 38,6 \text{ kNm/m} \\m_{ys} &= 48,9 \text{ kNm/m} & m_{yf} &= 38,7 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

I armeringsberegningen er det valgt å gi størst verdi av d til lengdearmeringen i x-retning hvor man finner de største momentene. Minimumsarmering i henholdsvis x- og y-retning er beregnet fra EC2 9.2.1.1 til $A_{sx,min} = 414 \text{ mm}^2/\text{m}$ og $A_{sy,min} = 394 \text{ mm}^2/\text{m}$. For stripen med dimensjonerende momenter som vist ovenfor er følgende armeringsmengder beregnet:

I x-retning:

Overkantarmring;

- indre søylestripe: $A_{sx,is} = \emptyset 12s90 = 1257 \text{ mm}^2/\text{m}$
- ytre søylestripe: $A_{sx,ys} = \emptyset 12s190 = 595 \text{ mm}^2/\text{m}$
- midtstripe: $A_{sx,ms} = \emptyset 12s270 = 419 \text{ mm}^2/\text{m}$

Underkantarmring;

- søylestripe: $A_{sx,s} = \emptyset 12s250 = 452 \text{ mm}^2/\text{m}$
- midtstripe: $A_{sx,m} = \emptyset 12s270 = 419 \text{ mm}^2/\text{m}$

I y-retning:

Overkantarmring;

- indre søylestripe: $A_{sy,is} = \emptyset 12s110 = 1028 \text{ mm}^2/\text{m}$
- ytre søylestripe: $A_{sy,ys} = \emptyset 12s220 = 514 \text{ mm}^2/\text{m}$
- midtstripe: $A_{sy,ms} = \emptyset 12s280 = 404 \text{ mm}^2/\text{m}$

Underkantarmring;

- søylestripe: $A_{sy,s} = \emptyset 12s230 = 492 \text{ mm}^2/\text{m}$
- midtstripe: $A_{sy,m} = \emptyset 12s280 = 404 \text{ mm}^2/\text{m}$

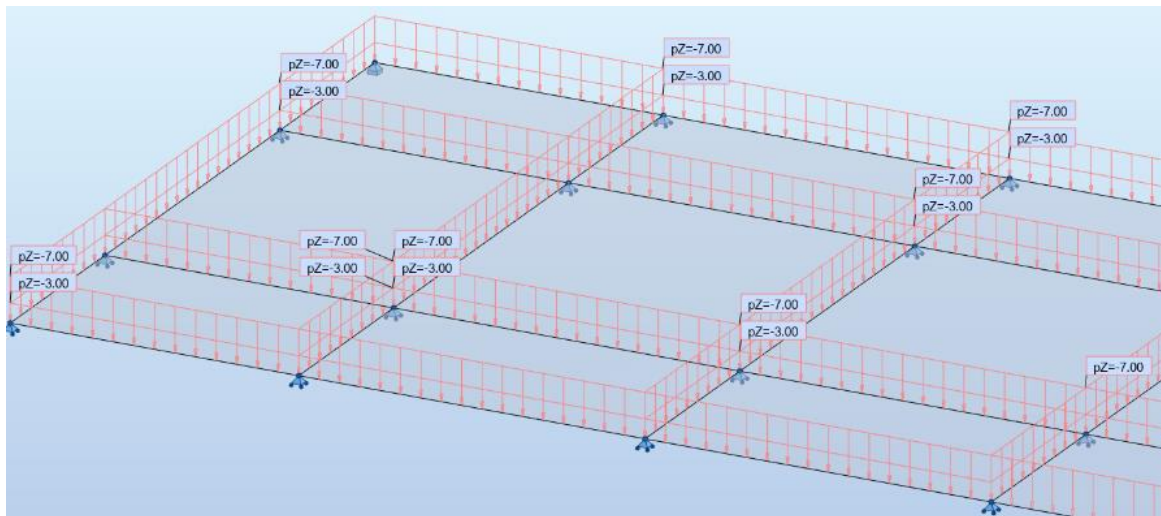
Minimum skjærkraftkapasitet til flatdekket beregnes for midtstripen der det er minst lengdearmering fra EC2 6.2.2(1) til $V_{Rd,c} = 131 \text{ kNm/m}$. Største skjærkraft fra Robot finnes som $V_{Ed,x} = 49,0 \text{ kNm/m}$ og $V_{Ed,y} = 47,4 \text{ kNm/m}$. Siden skjærkraftkapasiteten overgår dimensjonerende skjærkraft, og EC2 ikke stiller krav om minimum skjærarmering for flatdekker, trengs ingen skjærarmering i flatdekket.

5. Flatdekke – beregning av langtidsnedbøyning og rissviddeavstand

Langtidsnedbøyning beregnes i bruksgrensetilstand med antagelsen om at 30 % av nyttelasten er permanent. Egenlasten antas påført ved tid $t_{0,g} = 7 \text{ døgn}$ etter støpning, mens nyttelasten antas påført ved tid $t_{0,p} = 90 \text{ døgn}$ etter støpning. For lastene regnes kryptall etter EC2 Tillegg B med relativ luftfuktighet $RH = 50 \%$, til $\varphi(\infty, 7) = 2,59$ og $\varphi(\infty, 90) = 1,60$. Fra disse verdiene beregnes en effektiv E-modul $E_{c,eff} = 11,0 \cdot 10^3 \text{ MPa}$. Deretter beregnes en opprisset bøyestivhet i stadium II (opprisset tverrsnitt) for minste armeringsmengde til

$$(EI)_{II} = E_{cm} \cdot I_c = 3,29 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2/\text{m}.$$

I Robot modelleres flatdekket i 3D med fritt opplegg for alle søylene. På grunn av nevnte dempingseffekt bortover dekket trenger man ikke å modellere hele flatdekket for en nøyaktig verdi (i denne modellen er det inkludert fem felt i x-retning).



Figur 3: Modell av flatdekket med egenlast og nyttelast i feltene (1-3,1-3).

For å ta i betraktning at bøyestivheten til dekket i Robot regnes som $E_{cm} \cdot I = E_{cm} \cdot \frac{1}{12}bh^3$ skaleres nedbøyningen δ_{Robot} funnet fra Robot slik at virkelig nedbøyning δ midt i feltet er gitt ved formelen

$$\delta = \delta_{Robot} \cdot \frac{(EI)_{Robot}}{(EI)_{II}}$$

Den største verdien for nedbøyning i felt (2,2) finner Robot for lastkombinasjonen med nyttelast kun i (2,2). Fra den beregnede verdien $\delta_{Robot} = 2,51 \text{ mm}$ blir reell nedbøyning δ dermed beregnet til $\delta = 47,5 \text{ mm}$. Maksimal nedbøyning etter EC2 7.4.1(4) gis som $\delta_{maks} = L/250 = 7200 \text{ mm}/250 = 28,8 \text{ mm}$. Siden $\delta > \delta_{maks}$ er nedbøyningen til flatdekket større enn tillatt for bruksgrensetilstanden.

Rissvidde w_k beregnes fra EC2 7.3.4. Momentet som virker over stripebredden tas fra Robot med en egen lastkombinasjon i bruksgrensetilstand med 30 % permanent nyttelast med samme modell som i punkt 4. Denne momentverdien fordeles ikke over stripebredden tilsvarende som for bruddgrensetilstanden, fordi denne momentfordelingen først oppstår ved større momenter. Beregningen gir rissvidde $w_k = 0,32 \text{ mm}$. Største tillatte rissvidde defineres i EC2 NA.7.3.1 tabell NA.7.1N og er i dette tilfellet med eksponeringsklasse XC1 lik $w_{maks} = 0,39 \text{ mm}$. Siden $w_k < w_{maks}$ er rissvidden innenfor godkjent grenseverdi.

6. Søyler – beregning av nødvendig lengde- og skjærarmering

For å finne dimensjonerende aksialkraft og bøyemoment for søylene modelleres en indre søyle i nederste etasje i Robot med en 2D rammekonstruksjon. Søylene får sin dimensjon $350 \times 350 \text{ mm}$ mens de to tilhørende bjelkene får et rektangulært tverrsnitt med høyde $h = 280 \text{ mm}$ og bredde $b = 7200 \text{ mm}$, tilsvarende bredden av den ekvivalente rammen. Bjelkene får egenlast og nyttelast $p = 3 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,2 \text{ m} = 21,6 \text{ kN/m}$. Nødvendig armering må beregnes for to tilfeller, først der nyttelast virker i begge felt (1) og så med nyttelast bare i feltet med lengst spenn (2). Nyttelast i begge felt gir mer aksialkraft og mindre moment, mens nyttelast i kun ett felt gir mindre aksialkraft, men større bøyemoment. Aksialkraften fra overliggende etasjer beregnes til $N_{\text{overliggende}} = 2029 \text{ kN}$ (med lastfaktor 1,5) med antatt lastvirkningsområde for søylen lik $5,55 \text{ m} \cdot 7,2 \text{ m}$ med nyttelast i alle etasjer og snølast på taket. Den dimensjonerende lastkombinasjonen betegnes ved den største verdien av mekanisk armeringsforhold w .

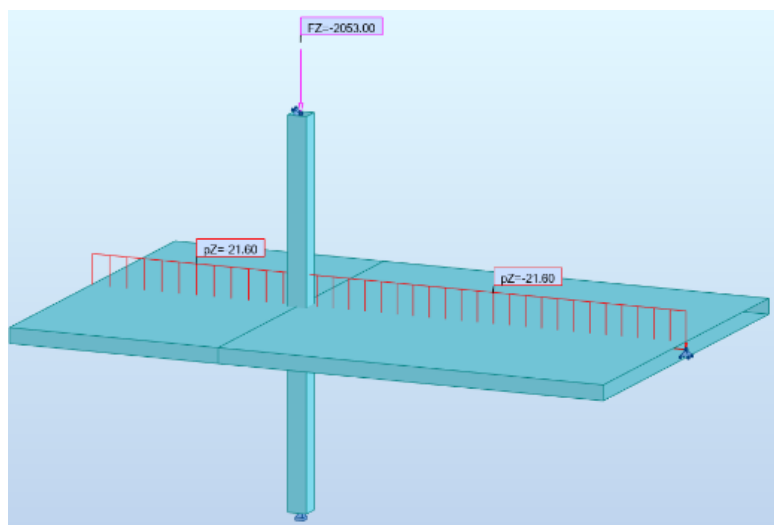
Robot-beregningen gir følgende lastkombinasjoner, og fra dimensjonsløse størrelser finner vi w -verdien fra M-N-diagram med $d_2/h = 0,20$.

$$\text{Lastkombinasjon 1: } N_{Ed,y1} = 3687 \text{ kN} \quad M_{Ed,y1} = 37,0 \text{ kNm} \quad w = 0,47$$

$$\text{Lastkombinasjon 2: } N_{Ed,y2} = 3616 \text{ kN} \quad M_{Ed,y2} = 40,5 \text{ kNm} \quad w = 0,45$$

Lastkombinasjon 1 er dimensjonerende. Dette armeringsforholdet gir en nødvendig symmetrisk armeringsmengde $0,5A_{s,n\ddot{o}dv} = 2015 \text{ mm}^2$. Her velges $3\phi 32$ som gir $0,5A_s = 2413 \text{ mm}^2$ som gir tilstrekkelig avstand mellom armeringsstengene med nødvendig betongoverdekning og bøylearmering $\phi 8$. Fordi man gjerne vil ha et dobbeltsymmetrisk tverrsnitt legges det også inn to stenger i midten av de to andre sidekantene slik at vi konservativt kan si at $A_{sx} = A_{sy} = 2 \cdot 3\phi 32 = 4825 \text{ mm}^2$.

Krav til minste skjærarmeringsareal stilles i EC2 NA.9.2.2, der punkt (5) gir senteravstand $s_b \leq 243 \text{ mm}$ for dobbeltsnittede $\phi 8$ -bøyler. Maksimal senteravstand beregnes fra punkt (6) til $s_{b,maks} = 151 \text{ mm}$. Dermed blir endelig bøylearmering satt til $A_{b\phi yle} = \phi 8s150 = 670 \text{ mm}^2/\text{m}$. En skisse av søylearmeringen ligger vedlagt som vedlegg 3¹.



Figur 4: Modell av en indre søyle. Egenlast er definert av Robot, og nyttelasten er satt til $p = 3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,2 \text{ m}$.

¹ Det må bemerkes at betongoverdekningen på skissen $c'_{nom} = 25 \text{ mm}$ er mindre enn overdekningen som brukes i beregningene, $c_{nom} = 42 \text{ mm}$. Følgelig er også avstandene mellom armeringsstengene ukorrekt.

Ved kontroll for biaksial bøyning brukes momentet i y-retning fra Robot-modellen; $M_{Rd,y} = 40,5 \text{ kN}$. Momentet $M_{Rd,x}$ settes lik aksialkraften multiplisert med en eksentrisitet $e_x = \max\{h/30 = 350/30 = 12; 20\} = 20 \text{ mm}$ fra EC2 6.1 – $M_{Rd,x} = 3687 \text{ kN} \cdot 0,020 \text{ m} = 73,7 \text{ kNm}$. For en fullstendig kapasitetssjekk må det også utføres sjekk av biaksialt moment i x-retning med $M_{Rd,x}$ for dimensjonerende lastkombinasjon beregnet fra Robot og $M_{Rd,y} = N_{Ed} \cdot e_y$. Dette gjøres imidlertid ikke i denne oppgaven.

Kapasitetssjekken for biaksialt moment gir en utilstrekkelig kapasitet av søylen. Ligning (5.39) i EC2 5.8.9(4) gir en utnyttelsesgrad på 110 %. Ved å øke armeringsarealet på hver sidekant til 4ø32 vil kapasiteten være tilstrekkelig, men avstanden mellom stengene for liten ($52 \text{ mm} < 64 \text{ mm}$). En mulig løsning vil derfor være å øke trykkfastheten til betongen i søylene.

Det må også sjekkes om søylene er slanke og om andre ordens effekter må tas i betraktning. Knekk lengden beregnes til $L_o = \beta_0 \cdot L_s = 0,71 \cdot 3,5 \text{ m} = 2,5 \text{ m}$ og slankhetsberegning gir at andre ordens effekter må beregnes ved $\lambda = 17 > \lambda_{lim} = 13$. Videre beregnes et nytt dimensjonerende moment $M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 = 24,3 \text{ kNm} + 18,4 \text{ kNm} = 42,7 \text{ kNm}$. Samlet eksentrisitet for dette momentet er $e_d = M_{Ed}/N_{Ed} = 42,7 \cdot 10^6 / 3687 \cdot 10^3 = 12 \text{ mm}$. Ettersom $e_d < e_0 = 20 \text{ mm}$ trenger man likevel ikke å inkludere andre ordens moment.

7. Gjennomlokningskapasitet

Gjennomlokningskapasiteten beregnes på bakgrunn av kreftene funnet i Robot-modellen i avsnitt 6. Maksimal skjærkraft ved søylen gir Robot som $V_{Ed} = 376 \text{ kN}$ for nyttelast i begge felt. Skjærkraftkapasiteten sjekkes mot dimensjonerende skjærkraft i to snitt – ved søylekanten og i et snitt 2d fra søylekanten. EC2 6.4.4 angir skjærkraftkapasitet i plater ved konsentrerte laster. I snittet 2d fra søylekanten beregnes kapasiteten til $v_{Rd,c} = 0,582 \text{ N/mm}^2$ mens dimensjonerende skjærkraft er $v_{Ed,1} = 0,400 \text{ N/mm}^2$. Ved søylekanten er kapasiteten $v_{Rd,c} = 2,58 \text{ N/mm}^2$ og dimensjonerende skjærkraft $v_{Ed,0} = 1,27 \text{ N/mm}^2$. Ved begge kontrollsnitt er dermed kapasiteten tilstrekkelig slik at lokal skjærarmering ikke er nødvendig.

8. Avstivningssystem mot horisontal translasjon

Det skal bestemmes armering til skjærveggene som bidrar til horisontal avstivning av bygget. I vedleggene under "Vertikalt avstivningssystem" finner man en skisse over avstivningselementene på bygget. Her er det en skjærvegg på hver kortside og to trappe-/heissjakter som ligger slik at avstanden mellom hvert avstivningselement er en tredel av byggets lengde. Med antagelse om tilnærmet lik stivhet for skjærveggene og sjaktene kan bygget ses på som en fritt opplagt bjelke, og man ser bort fra rotasjon (med andre ord kun translasjon av bygget). Her vil den jevnt fordelte vindlasten fordeles med en tredel av sitt bidrag til hver sjakt og en sjettedel av sitt bidrag til hver skjærvegg. Dimensjonene av skjærveggene antas å være $t \cdot b = 200 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm}$.

Vindlasten virker med en antatt konstant intensitet $q_w = 1,0 \text{ kN/m}^2$ på langsidene av bygget. Lasten virker som trykk og sug på henholdsvis forside og bakside. Med antatt lastfordeling mellom avstivningselementene virker vindlasten med intensitet per høydemeter lik $q_w^h = 30,4 \text{ kN/m}$ på skjærveggene. Skjevfordelingslasten H_i beregnes til $H_i = 32,4 \text{ kN}$, og denne virker i alle forbindelser mellom flatdekker og skjærveggen. Lastvirkningsarealet til veggen antas konservativt som $3,0 \text{ m} \cdot$

3,45 m, som fra veggen er halve avstanden til nærmeste søyle. Totalt beregnes dimensjonerende laster på skjærveggen til å være

$$N_{Ed} = 789 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 1454 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 18,4 \cdot 10^3 \text{ kNm}$$

I beregningen av lengdearmering behandles veggen som en søyle med kombinert aksialkraft og bøyemoment. På denne måten finner man en konservativ armeringsmengde samlet i hver ende av veggen, fordi her tas det ikke i betraktning at lengdearmering skal fordeles langs hele veggens bredde. Mekanisk armeringsforhold w finnes fra M-N-diagram med $d_2/h = 0,10$ som $w = 0,79$, og minste lengdearmering blir dermed $A_{s,n\ddot{o}dv} = 33180 \text{ mm}^2$. Fra EC2 9.6.2 får man $A_{s,vmax} = 24000 \text{ mm}^2$. Dersom beregningene stemmer er man nødt til å øke dimensjonene av veggen.

I lys av at beregnet armeringsmengde overskrider maksimalt tillatte verdi, mistenkes det at noe er galt. Beregnet moment virker veldig stort, men dette kan også skyldes forfatterens manglende erfaring med 25 meter høye vegger påkjent av store laster. Den hovedmistenkte er dog skjevfordelingslasten H_i , som trolig er for høy på grunn av at den ikke er fordelt på antall avstivningselementer på noen måte. Det kan også hende at antagelsen om samme stivhet for vegger og sjakter er urimelig og at skjærveggene tar forholdsvis mindre av lasten enn antatt.

Videre antas det at minste nødvendige lengdearmering er lik denne høyeste tillatte verdien, $A_{s,n\ddot{o}dv} = A_{s,vmax} = 24000 \text{ mm}^2$, ettersom beregnet verdi overskrider maksimalverdien. Dermed er veggdimensjonene tilstrekkelig. Armeringsmengde i hver ende av veggen settes derfor til $A_{s1} = A_{s2} = 15\phi 32 = 12063 \text{ mm}^2$. I EC2 9.6.3 finner man minimum horisontalarmering per side av veggen. Her står det også at avstanden mellom armeringsstengene ikke skal være større enn 400 mm. Fra uttrykket for skjærkraftkapasitet $V_{Rd,s}$ fra EC2 6.2.3(3) og dimensjonerende skjærkraft beregnes nødvendig horisontalarmering som $A_{sh} = \phi 20 s 400$.