

KYMENLAAKSON AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennustekniikka / Betonirakentaminen

Mikko Juurela

PAIKALLA VALETTU KUITUBETONILAATTA VÄLIPOHJARAKENTEENA

Opinnäytetyö 2015

TIIVISTELMÄ

KYMENLAAKSON AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennustekniikka

JUURELA, MIKKO

Opinnäytetyö

Työn ohjaaja

Toimeksiantaja

Tammikuu 2015

Avainsanat

Paikalla valettu kuitubetonilaatta välipohjarakenteena

41 sivua + 7 liitesivua

yliopettaja Tarmo Kontro,

lehtori Sirpa Laakso

Rakennustoimisto Valiotalo Oy

teräskuitubetoni, FRC, raudoitus, välipohja, holvivalu

Tässä opinnäytetyössä analysoitiin teräskuitubetonisen välipohjan kustannustehokkuutta rakennuttajan näkökulmasta perinteiseen vetorauskoitettuun paikallavalulaattaan verrattuna. Kantavia kuitubetonisia rakenteita ei vielä ole tiettävästi vielä käytetty Suomessa, mutta mm. Virossa niillä on todistettavasti saavutettu merkittäviä etuja. Teräskuitubetonin käyttäminen mahdollistaa parhaimmillaan tankorauskoitteiden käytön dramaattisen vähentämisen ja työn nopeuttamisen, sillä jatkuvan sortuman ehkäisevät onnettomuusteräks (APC) ovat ainoat pakolliset tankorauskoitteet.

Kansallista, suomalaista suunnittelustandardia ei ole vielä olemassa, eivätkä eurokoostandardit käsittele kuitubetonirakenteita. Työn edetessä selvisi että ulkomaalaiset normit ja standardit eivät ole yhteneväisiä, ja aiheellinen kysymys lieneekin, kuinka rakennusvalvontaviranomaiset edes suhtautuisivat niiden pohjalta toteutettaviin rakenteisiin.

Erityisesti haluttua lujuutta varten vaadittavan teräskuidun määrän laskeminen on vaikeaa, ja siten myös kuitubetonimassan lopullisen hinnan arviointi on epävarmaa. Lisäksi laskennan konservatiiviset epävarmuuskertoimet voivat aiheuttaa kohtalaista yli-imitoitusta. Pienemmissä kohteissa saavutettavat edut voivat olla suuruudeltaan kyseenalaisia, etenkin jos suunnittelutyöt joudutaan teettämään kalliilla konsultilla.

Kuitubetonin käytöllä on kuitenkin jo nyt huomattavaa potentiaalia tuoda kustannussäästöjä kantavissa rakenteissa, mutta se on vielä liian vähän tutkittu ja testattu menetelmä jotta sen edut pystyttäisiin täysimittaisesti valjastamaan. Kiistatta suurin hyöty on rakentamisajan nopeuttaminen, joka yksinään voi laajemmassa kohteessa olla jo nyt riittävä syy kuitubetonin käyttämiselle – aika on rahaa, ainakin rakennuttajalle.

ABSTRACT

KYMENLAAKSON AMMATTIKORKEAKOULU

University of Applied Sciences

Construction engineering

JUURELA, MIKKO

Bachelor's Thesis

Supervisor

Commissioned by

January 2015

Keywords

In-situ fiber reinforced concrete floor slab

41 pages + 7 pages of appendices

Tarmo Kontro, Principal Lecturer

Sirpa Laakso, Senior Lecturer

Rakennustoimisto Valiotalo Oy

fiber reinforced concrete, FRC, steel fiber, rebar,
intermediate floor, flooring deck, slab

In this thesis, a cost effectiveness comparison was made between a steel fiber reinforced concrete (FRC) slab and a slab with traditional steel reinforcement bars. In Finland, the use of FRC in load-bearing structures is not widely accepted, whereas in Estonia several buildings have gained benefits from using FRC instead of a traditional rebar.

At its best, using FRC enables a dramatic decrease of the amount of traditional steel rebaring, thus reducing labor cost and production time. In terms of stability, Anti-Progressive Collapse (APC) re-inforcement bars are the only steel mandatory rebars.

Neither European Eurocode nor national standard for FRC structural design exist yet, which arouses question how foreign norms would be accepted among local building officials. Norms and standards are not quite harmonious, and especially prediction of required steel fiber amount to achieve desired residual tensile strength – and further on the exact price of concrete mix – is not an easy task to perform reliably.

Despite current shortcomings of design codes, using FRC in load-bearing structures has significant potentiality to create definitive cost savings, but yet it is not well enough standardized and tested in order to harness its advantages in full scale. An indisputable benefit is reduction in building times, which solely can be a sufficient reason to incorporate use of FRC.

ALKUSANAT

Tuotantotapavertailu tehtiin osana kohteen As Oy Mikkelin Väinön kustannuslaskentaa marras-joulukuussa 2014, mutta varsinaista kustannuslaskentaa ei tässä työssä käsitellä kuin tarpeellisin osin.

Haluan työssäni kiittää erityisesti Kymenlaakson ammattikorkeakoulun betonirakenteiden opettajaa Heikki Kalvetta avusta ulkomaisten standardien ja lähteiden tulkinnaissa niiltä osin kuin oma ymmärrys ja tulkintakyky ovat loppuneet kesken. Huomattavana apuna ovat olleet myös Piimat Oy:n toimitusjohtaja ja Suomen Betonilattaiyhdistys BLY ry:n puheenjohtaja Martti Matsinen, oponoijana toiminut veljeni Antti Juurela, sekä Rakennustoimisto Valiotalo Oy:n toimitusjohtaja Jari Halonen.

Tämä opinnäytetyö päättää noin kahden ja puolen vuoden uurastuksen järjestyksessään toisen insinööritutkintoni parissa. Urakka sai alkunsa keväällä 2012, jolloin jäin opintovapaalle, ja käytännössä samalla tuli käynnistettyä myös oman talon rakentamishanke Luumäelle. Alkuperäisenä henkisenä tavoitteena oli saada sekä tutkinto että talo valmiiksi joulukuun 2014 mennessä, mutta molemmat siirtyvät enemmän tai vähemmän vuoden 2015 puolelle. Vapaa-ajanvietto-ongelmia ei ole tänä aikana juurikaan ollut ja aika on kulunut kuin siivillä.

Tutkintooni liittyen on aiheellista esittää huomionosoitus myös kaikille Kymenlaakson ammattikorkeakoulun rakennustekniikan opettajille, jotka ovat kannustaneet ja mahdollistaneet tutkinnon suorittamisen nopeammassa aikataulussa – teidän ansiostanne tämä oli mahdollista! Niin ikään teidän ansiostanne minulla on taatusti Luumäen tarkimmin mitoitettu, suunniteltu ja mallinnettu pitkästä tavarasta rakennettu pientalo. ☺

Kaikkein suurimmat ja rakkaimmat kiitokset kuuluvat kuitenkin puolisololleni, joka on sietänyt ja tukenut lukuisia pitkiä opiskelu- ja työpäiviäni.

Luumäellä 1.1.2015

Mikko Juurela

SISÄLLYS

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

1	JOHDANTO	6
2	BETONI KANTAVISSA RAKENTEISSA	7
	2.1 Normaali teräsbetoni	7
	2.2 Kuitubetoni teräskuiduin	8
	2.3 Teräskuidut	11
	2.4 Betoni kantavana rakenteena välipohjassa	12
3	BETONIPOIKKILEIKKAUKSEN MITOITTAMINEN	13
	3.1 Vetoraudoitettu betonipalkki	13
	3.2 Raudoittamaton teräskuitubetoni, yksinkertainen menetelmä	14
4	VÄLIPOHJALAATASTON RASITUKSET	17
	4.1 Lähtötiedot	17
	4.2 Välipohjalaatan rasitukset	19
5	VÄLIPOHJALAATASTON MITOITUS	22
	5.1 Välipohjalaatan mitoitus tankoraudoitukselle	22
	5.2 Välipohjalaatan teräskuitumitoitus	25
6	KUSTANNUSVERTAILU	27
	6.1 Rakentamiskustannukset	27
	6.2 Rakentamisaika	28
	6.3 Työmaan käyttökustannukset	31
	6.4 Tuloksentelekyky ja rahoituskulut	32
	6.5 Kustannussäästöt vs. rakentamiskustannukset	34
7	JOHTOPÄÄTÖKSET	36
	7.1 Päätelmät	36
	7.2 Itsearviointi	37
	7.3 Jatkokehitysideat	38
	LÄHTEET	40

LIITTEET

Liite 1. As Oy Mikkelin Väinö myyntiesite ja pohjakuvat

Liite 2. Välipohjan menekki-, työ- ja kustannuslaskelmat eri rakentamistavoilla

1 JOHDANTO

Vanhoihin tuotantotapoihin turvautuminen on monessakin mielessä turvallista: kulurakente on hyvin selvillä, työtavat ovat tuttuja ja työn suunnittelu sekä ennakointi helppoa. Jokainen uusi tuotantotapa on tuotannollisesti arvioituna uusi riski.

Rakennustoimisto Valiotalo Oy (jatkossa Valiotalo) halusi selvittää perinteisten tuotantotapojen kustannustehokkuutta; soveltuisiko jokin vaihtoehtoinen tuotantotapa paremmin Valiotalon hankkeisiin. Betonirakentamisen piiriin lukeutuvat holvivalut (välipohjat), kantavat väliseinät sekä kellarin maanpaineseinät ja perustukset. Näistä tarkastelu päätettiin syventää välipohjan tuotantotapaan, missä arveltiin että kuitubetonin käytöllä olisi saavutettavissa suurimmat tuotannolliset hyödyt, mutta huonosta tunteuksesta johtuen kustannuksien arviointi on todettu vaikeaksi. Tarkastelun kohteena oli As Oy Mikkelin Väinö, jonka esittelymateriaalit ja kuvat ovat liitteessä 1.

Arvostelukriteereistä tärkein on kustannustehokkuuden, toisin sanoen kokonaistaloudellisuuden arviointi. Välittömiä kustannustekijöitä ovat materiaali- ja työkustannukset, jotka ovat melko suoraviivaisia määritellä. Selvästi vaikeammin määriteltävissä oleva asia on tuotantoajan hinnoittelu; kuinka paljon taloudellista hyötyä kertyy, jos kohteen rakennusaikaa aloituksesta luovutukseen voidaan lyhentää? Työmaakustannusten lisäksi rakentamisen aikaiset rahoituskulut aiheuttavat jossakin määrin lisää menoja, ja myös rakennushankkeiden läpimenoajalla on suora vaikutus yrityksen tehokkuuteen ja tuloksenteokkyyn.

Kuitubetonin kehitys on tapahtunut pääosin materiaalitekniikan, etenkin teräskuitujen, saralla, mutta yhtä suuressa roolissa ovat olleet sovellusohjeet ja mitoitusstandardit joiden osalta on viime vuosina tapahtunut hieman edistystä Euroopan mittakaavassa. Kansallista standardia tai suunnitteluohjetta kuitubetonille ei Suomessa edelleenkään kirjoitushetkellä ole olemassa, eikä myöskään Euroopassa ole yleissitovaa (Eurokoodi-) standardia. Muun muassa Saksassa ja Ruotsissa on kansalliset standardit joihin tämänkin opinnäytetyön tarkastelut pohjautuvat.

Tavoitteena on tehdä karkean tason mitoitus saatavilla olevien lähteiden pohjalta jotta voidaan arvioida kuitubetonin koostumusta ja hintaa, sekä siten tehdä johtopäätökset kokonaistaloudellisuudesta. Tähän liittyvät mitoitukset eivät ole täydellisiä ja niissä on tehty joitakin olettamuksia, esim. yksinkertaistettu staattista mallia, tai jätetty joitakin

sellaisia asioita huomiotta mitkä eivät todennäköisesti muodostu mitoittavaksi tekijäksi, kuten betonilaatan lävistyskapasiteetin tarkistaminen. Laskelmat ovat tehty standardien pohjalta ja ovat siten kyllä päteviä, vaikkakin epätäydellisiä.

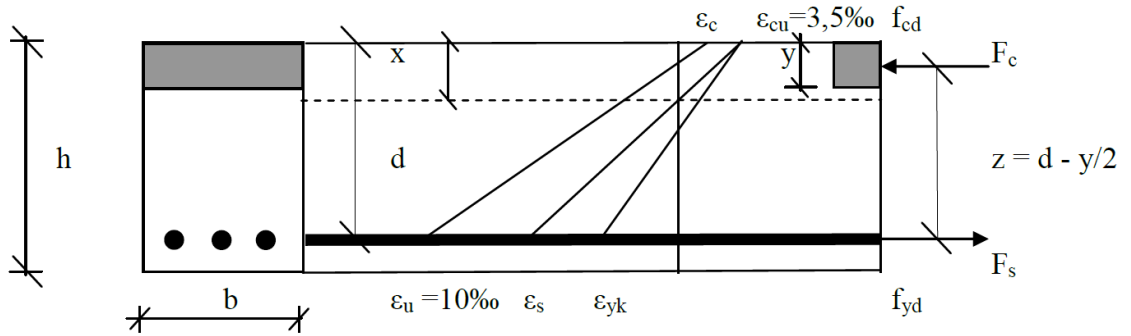
Työn pääpaino on haluttu pitää tuotannollisuuden arvioinnissa, ei mitoittamisessa. Mitoittamiseen liittyen on saatavilla jo nyt loistavia opinnäytetöitä, esimerkiksi Mikko Mäntyrannan pääosin saksalaisiin normeihin perustuva diplomityö (1) *Kantavien teräskuitubetonirakenteiden mitoitus*, jossa on myös vertailtu eri maiden kansallisia standardeja keskenään. Toinen uunituore aihetta käsittelevä Carolina Wesley ja Daniella Sandbergin päättötyö (2) *Granskning av svensk standard för dimensionering av stålfiberbetongkonstruktioner* tarkastelee Ruotsin kansallisen standardin (3) mukaisen kuitubetonilaatan mitoittamista. Molemmissa edellä mainituissa töissä on hyviä laskuesimerkkejä kokonaisvaltaisesta mitoittamisesta, ja yhteistä molemmille töille on että niiden päätelmissä kritisoidaan mitoittamisen hankaluutta, riittävän kattavan ja täydellisen standardin puutetta sekä helposti tapahtuvaa rakenteiden ylimitoittamista (1; 2). Etenkin Mäkimaan tekemä eri kansallisten standardien vertailu on mielenkiintoinen, mutta pieneksi harmiksi ruotsalaisten kansallinen standardi (3) ei ollut vielä julkaistu hänen työnsä tekemishetkellä eikä siten ole mukana tarkasteluissa.

2 BETONI KANTAVISSA RAKENTEISSA

2.1 Normaali teräsbetoni

Betonin vetolujuus on vain murto-osan sen puristuslujuudesta ja siksi kantavien rakenteiden betoni on tavanomaisesti vahvistettu teräksillä; tällaista rakennetta kutsutaan yleisesti teräsbetoniksi. Vetoa vastaanottavia teräksiä kutsutaan vetoteräksiksi tai pääteräksiksi. Teräs on yleensä profiloitua terästankoa, harjaterästä, jotta sen tartunta betoniin olisi mahdollisimman hyvä, ja sen lujuus ja dimensiot ovat standardoituja. Teräksellä voidaan myös vaikuttaa rakenteen leikkaus- tai puristuskestävyyteen käyttämällä leikkausraudoitteita tai puristusteräksiä. Merkittävä syy tankoraidoitteiden käytölle on hyvin ennustettavissa oleva rakenteen staattinen toiminta ja edelleen sen mitoittaminen rasituksille. Teräsbetonin käyttöä kantavissa rakenteissa ohjaa Suomessa Standardi SFS-EN 1992-1-1. (4)

Kuvassa 1 on esitetty betonipalkin sisäisten jännitysten sekä voimasuureiden muodostuminen tilanteessa, jossa betonin puristuspuoli on täysin plastisoitunut, betonin veto-
puoli on halkeillut ja veto on siirtynyt kokonaan teräksille, ja vetoterästen jännitys on f_{yk} .



Kuva 1. Betonipalkin sisäiset jännitykset ja muodonmuutokset (5)

Palkin lujuutta voidaan säädellä muuttamalla terästen määrää tai lujuutta, muuttamalla palkin korkeutta tai vaihtamalla betonilaatua. Toisinaan käyttökohde voi sanella palkin korkeuden, ja tällöin muut parametrit pyritään optimoimaan vallitsevan lähtökohdan mukaisesti. Myös suunniteltu käyttöikä sekä käyttöympäristö, eli ympäristöluokka joka betonirakenteen tulee sietää, vaikuttavat palkin mitoittamiseen. Poikkileikkauksen raudoitusmäärille on myös reunaehdot joita ei saa ylittää tai alittaa. (5)

2.2 Kuitubetoni teräskuiduin

Kuitubetoni yleensä ottaen kattaa kaikki sellaiset betonit tai betonimassat, joihin on sekoitettu kuituja. Kuidut voivat olla metallia tai muovia, mutta vain teräskuidut voivat parantaa betonin vetolujuutta, tarkemmin sanottuna jäännöstaiutusvetolujuutta. (6) Kuitujen vaikutus halkeilemattomaan betonimassaan on lähes olematon, lujuuden parannus on muutamien prosenttien suuruusluokkaa (1).

Kuitubetoni toimii staattisesti tarkasteltuna pitkälti samalla tavalla kuin normaali raudoitettu betonipoikkileikkaus, paitsi että siinä rauditus on tehty teräskuiduilla ja materiaali on homogeeninen, eli teräskuidut ovat jakaantuneet jokseenkin tasaisesti poikkileikkauksen alueelle. Betonin halkeileessa vetopinnassa vedon ottavat vastaan tankoterästen sijaan teräskuidut, mutta toimintaperiaate on sama kuin normaalein vetoteräksin raudoitettulla palkilla sillä erotuksella, että kuitubetonin halkeamaleveys on

usein huomattavasti pienempi tankoraudoitetulla palkilla. Toinen merkittävä etu teräskuitujen käyttämisestä on että ne lisäävät merkittävästi betonin leikkauskestävyyttä, eikä kantavissa laatoissa tyypillisesti edes tarvita leikkausraudoitusta (6).

Käytännössä kantavissa rakenteissa on aina käytettävä teräskuitujen ohella jatkuvan sortumisen estäviä onnettomuusteräksiä (APC, anti-progressive collapsion). APC-raudoitus toteutetaan tankoteräksillä, kuvassa 2 on esitetty pilarilaataston onnettomuusraudoitus. Seinämäisiin tukiin tukeutuvissa laatastoissa raudoitus jaetaan usein koko laatan alueelle.

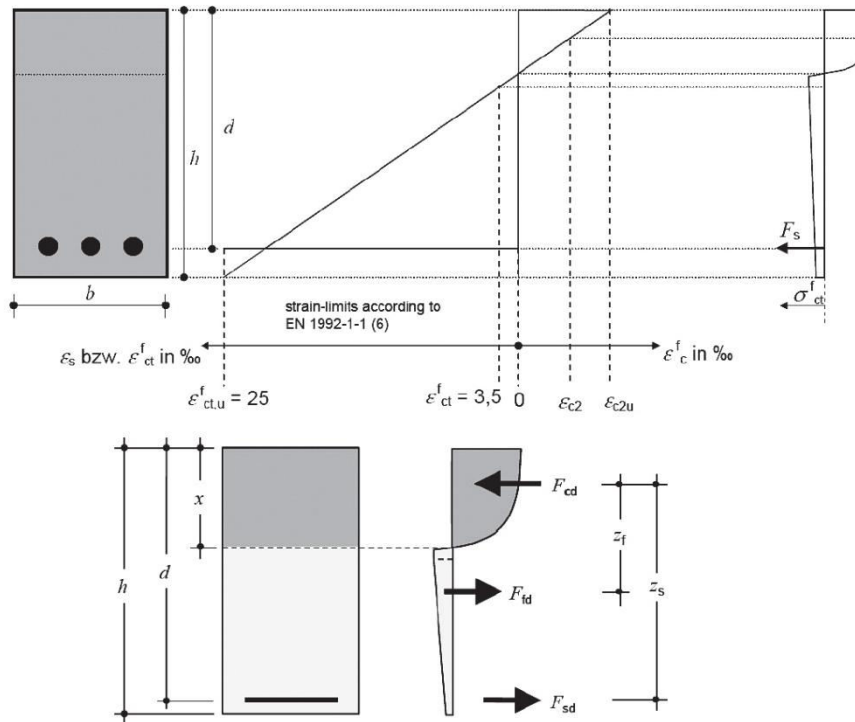


Kuva 2. Jatkuvan sortuman estävä onnettomuusraudoitus (7)

Kuitubetonisen rakenteen todellinen poikkileikkaus ja staattinen malli on kahden raudoitustavan hybridi. (7) Tällaisen betonipoikkileikkauksen jännitykset ovat hieman erilaiset kuin kuvan 1 mukaisella normaalilla betonipalkilla, koska veto ja siten myös momenttikapasiteetti jakaantuvat onnettomuusterästen ja teräskuitujen kesken kuvan 3 mukaisesti. Momenttikapasiteetin suuruus määrittyy iteratiivisesti, sillä vetoraudoituksen määrä (kuitu + APC-raudoitus) vaikuttaa betonin neutraaliakselin paikkaan ja siten puristetun (sekä vedetyn) vyöhykkeen pinta-alan suuruuteen, mikä puolestaan vaikuttaa betonipoikkileikkauksen kapasiteettiin. (1)

Mitoitus on sikäläkin iteratiivinen, että jos todetaan ettei valitulla rakennepaksuudella saavutetakaan riittävää jäykkyyttä ja laatan korkeutta joudutaan kasvattamaan, niin laatan omapaino ja siten kuormitukset kasvavat, mistä johtuen rasitukset täytyy laskea

uudestaan. Sama ilmiö ilmenee laattaa ohennettaessa, jolloin omapainon keveneminen parantaa laatan kuormankantokykyä.



Kuva 3. Teräskuitubetonin venymät ja jännitykset (7)

Kuitujen käyttö vaikuttaa hieman negatiivisesti betonin pumpattavuuteen, mutta yleensä on huomattu että liikkeellä ollessaan oikein suhteitettu kuitubetonimassa käyttäytyy pitkälti samoin kuin ilman kuituja oleva massa. Kuitujen jäykistävä vaikutus massan notkeuteen näkyy lähinnä staattisessa tilassa (esim. painumakoe), ja siksi tulisi käyttää notkeuden määrittämiseksi dynaamisia menetelmiä kuten standardin (8) (EN 12350-3) mukaista Vebe-koetta. (1)

Teräskuitubetonin mitoittamisesta ei kirjoittamishetkellä ole Suomessa hyväksyttyä standardia eikä ohjeistusta. Saksalaiset ovat alalla pioneereja ja DIN 1045:n liitteeksi julkaistiin teräskuitubetonistandardi (9) maaliskuussa 2010. Ruotsissa julkaistiin vastaavasti maaliskuussa 2014 Euronormin 1992 (4) pohjalta vastaava kansallinen standardi (3) (SS 812310:2014).

Tämänhetkisen käsityksen mukaan Ruotsissa käytössä oleva standardi (3) tulee olemaan todennäköisimmin pohjana sitten kun Suomessa aletaan tekemään omaa kansallista standardia (10).

2.3 Teräskuidut

Yleisimmät käytetyt kuitutyypit ovat koukkupäisiä HE-kuituja, joille on ominaista suuri hoikkuus ($\lambda = l/d$) ja huomattavasti normaaleita betonirauδοitteita tai harjateräksii ($f_{yk} = 500 \dots 700$ MPa) suurempi vetolujuus ($f_{yk} = 1000 \dots 1600$ MPa). (7)

Kuidun käyttäminen kantavissa rakenteissa edellyttää vaatimuksenmukaisuushyväksyntää (DoP) standardin EN 14889-1 mukaisesti, ja sitä tulee ilmoittaa tiedot:

- kuidun tyyppi (ryhmä I, II, III, IV, V)
- pituus [mm]
- halkaisija
- muoto
- vetolujuus
- standardin (11) (EN 14845-2) mukaisella testimenetelmällä määritelty kuitumäärä jolla saavutetaan seuraavat lisäykset betonin jäännöstäivutusvetolujuuden arvoon eri CMOD-arvoilla (Crack Mouth Opening Displacement)
 - 1,5 MPa @ CMOD = 0,5 mm
 - 1,0 MPa @ CMOD = 3,5 mm

Esimerkiksi Severstalmetizin valmistaman Hendix Prime 75/52:n ominaisuudet ovat seuraavat: halkaisija 0,75 mm, pituus 52 mm, vetolujuus 1500 MPa, ja vaikutus jäännöslujuusvetoarvoon 15 kg/m³ annostuksella on 1,5 MPa (CMOD = 0,5 mm) ja 1,0 MPa (CMOD = 3,5 mm) (12).



Kuva 4. Teräskuitu: Hendix Prime 75/52 (<http://www.severstalmetiz.com>)

Lyhyesti voidaan todeta että kuitutyyppi vaikuttaa joissakin tapauksissa jopa enemmän kuin kuitumäärä, eikä suora vertailu kuitujen määrän ja hinnan perusteella ole mahdollista.

2.4 Betoni kantavana rakenteena välipohjassa

Välipohjat suunnitellaan pääosin joko yhteen tai kahteen suuntaan kantavana (eli ristiinkantavana) betonilaattana, joka tukeutuu seinämäisten tukien päälle. Kolmas vaihtoehto on pilarilaatasto jossa laatta tukeutuu pistemäisille tuille (pilareille). Tukien väliselle alueelle (eli kenttään) syntyvää momenttia kutsutaan kenttämomentiksi, ja tuen alueelle syntyvä momentti on loogisesti tukimomentti. Laatta voi jatkua tuen yli tai päättyä tuelle, ja tämän mukaan määräytyy syntyväkö ao. tuen alueelle tukimomenttia vai ei (eli onko yläpinta vedetty). Laattaa käsitellään yleensä mitoituksellisesti yhden metrin levyisenä palkkina, todellisesta leveydestä riippumatta, eikä sen mitoitus eroa betonipalkin mitoituksesta. (5) Välipohjan kuormitukset lasketaan standardin (13) (SFS-EN 1990) mukaisesti.

Normaalilla tavalla raudoitetut yli 120 mm paksut betonilaatat pitää raudoittaa sekä ylä- että alapinnastaan vähintään halkeilua estävällä minimiraudoitusmäärällä, ja käytännössä vain harvoin minimiraudoitusmäärä antaa välipohjalaatalle riittävästi momenttikapasiteettia. Riippuen staattisesta mallista, myös yläpintaa voi usein joutua raudoittamaan minimimäärää vahvemmin mahdollisesta tukimomentista johtuen, ja

etenkin pilarilaatastoilla tukimomentit sekä niiden alueelle keskittyneet leikkausrasitukset ovat usein mitoituksellisesti määrääviä. (5)

Laatastoiden tuki- ja kenttämomentit voi ratkaista yksinkertaistettuina erilaisilla likiarvomenetelminä, esim. Massiva Betongplattor (5), tai nykyään yhä yleisemmin yleistyvällä FEM-mallinnuksella. Käytetyllä menetelmällä ei ole varsinaisesti väliä lopputuloksen kannalta, kunhan vain rasitukset ovat ratkaistu luotettavasti ja tulokset ovat varmalla puolella.

3 BETONIPOIKKILEIKKAUKSEN MITOITTAMINEN

3.1 Vetoraudoitettu betonipalkki

Mitoitusyhtälöt vetoraudoitetun suorakaidepoikkileikkauksellisen teräsbetonipalkin teräsmäärälle A_s halutulla momenttikapasiteetilla ovat: (5)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (1)$$

$$\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} = \omega \quad (2)$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (3)$$

Lisäksi teräsmäärän tulee täyttää seuraavat reunaehdot minimi- ja maksimimäärälle:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (4)$$

$$\text{missä: } f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}, \text{ kun betonilaatu } f_{ck} \leq C50/60 \quad (5)$$

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot b \cdot d \quad (6)$$

Maksimiarvot β :lle haurasmurtuman välttämiseksi teräslaadulla $f_{yk} = 500$ MPa ovat:

$$\beta_{max} \leq 0,9 \cdot \beta_b \rightarrow \beta \leq 0,420 \quad (7)$$

$$\mu_{\max} \leq \beta_{\max} (1 - \beta_{\max} / 2) \rightarrow \mu \leq 0,3318 \quad (8)$$

Terästen ankkurointipituuden mitoitusarvon kaava:

$$l_{bd} = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5}{\eta_1 \cdot \eta_2} * \frac{f_{yd}}{4 \cdot 2,25 \cdot f_{ctd}} * \varnothing \quad (9)$$

Momenttikapasiteetin ratkaiseminen tunnetulla teräsmäärällä ja poikkileikkauksella:

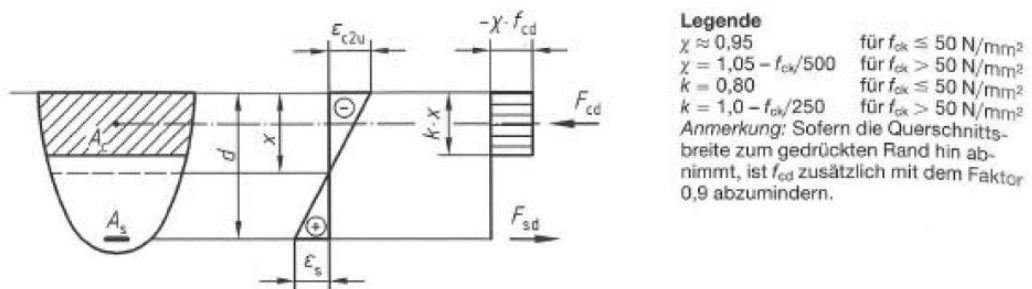
$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \beta \quad (10)$$

$$\mu = \beta * \left(1 - \beta / 2\right) \quad (11)$$

$$M_{pl,Rd} = \mu * b * d^2 * f_{cd} \quad (12)$$

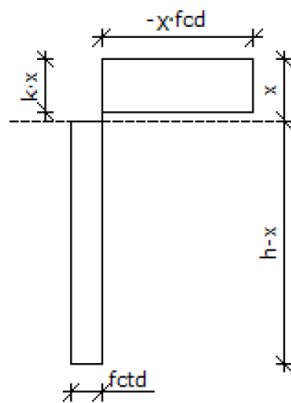
3.2 Raudoittamaton teräskuitubetoni, yksinkertainen menetelmä

Normissa DIN 1045-1 on esitetty yksinkertaistettu suorakaidepoikkileikkauksellisen teräskuitubetonin laskentamenetelmä momenttikapasiteetin laskemiseksi, ja menetelmän mukaisen poikkileikkauksen jännitysjaakauma on esitetty kuvassa 5.



Kuva 5: Teräskuitubetonipalkin jännitysjaakauma [DIN 1045-1]

Mäntyrinta (1) on johtanut mitoituskaavat DIN 1045-1 pohjalta, ja kuvassa 6 on esitetty kuitubetonin jännitysjaakauma sekä kaavojen selitteitä ja vakioita.



Merkinnät:

- k = 0,8 kun $f_{ck} \leq 50 \text{ kN/mm}^2$
 χ $\approx 0,95$ kun $f_{ck} \leq 50 \text{ kN/mm}^2$
 x = neutraaliakselin etäisyys yläpinnasta
 h = poikkileikkauksen korkeus
 f_{cd} = puristuslujuus
 f_{ctd} = jäännösvetolujuus

Kuva 6. Kuitubetonipalkin sisäiset jännitykset (1)

Tasapainoehdon mukaisesti sekä puristus- että vetoresultanttien pitää olla yhtä suuret:

$$F_c = F_f \rightarrow 0,8 * 0,95 * b * x * f_{cd} = b(h - x) * f_{ctd} \quad (13)$$

Neutraaliakselin sijainti:

$$x = \frac{h * f_{ctd}}{0,8 * 0,95 * f_{cd} + f_{ctd}} \quad (14)$$

Sisäinen momenttivarsi:

$$z_f = 0,5 * h - 0,1 * x \quad (15)$$

Momenttikapasiteetti:

$$M_{Rd} = F_f * z_f \quad (16)$$

$$M_{Rd} = 0,8 * b * h^2 * f_{ctd} * 0,95 * f_{cd} * \left(0,5 + \frac{0,1 * f_{ctd}}{0,8 * 0,95 * f_{cd} + f_{ctd}} \right) * \frac{1}{0,8 * 0,95 * f_{cd} + f_{ctd}} \quad (17)$$

Mäntyrannan (1) tarkasteluiden perusteella yksinkertainen mitoitusmenetelmä antaa hyvin tarkkaan samat tulokset kuin tarkemmalla laskentatavalla tehden, ainakin hänen käyttämällä esimerkkilaataston mitoitusarvoilla.

Teräskuitubetonin tarvitseman APC-raudoituksen määrän määrittäminen (7):

$$A_{APC} = \frac{0,5 * w_s * l_x * l_y}{0,85 * f_{yd} * 1m} \quad (18)$$

APC-raudoituksen momenttikapasiteetti voidaan laskea plastisuusteorian mukaisesti kaavoilla (10)...(12). Laatastoissa, joissa on seinämäinen tuki, on APC-raudoitus jaettu tasaisesti koko seinälinjalle, sen sijaan pilarilaatastoissa se on sijoitettu pilarikais-toille (l. pilarilta pilarille). (7)

Käytännössä kuitubetonin vetolujuuden määrittäminen laskemalla on vaikeaa, koska siihen merkittävästi vaikuttava teräskuidun tartuntalujuus ei ole riippuvainen yksin kuidun ominaisuuksista: tartuntaan vaikuttavat mm. kuidun sijainti ja orientaatio halkeamaan verrattuna sekä betonimassan vesi-sementtisuhte. (14) Käytännössä mitoitusarvot perustuvat kuitukohtaisiin testeihin, jossa määritellään koekappaleiden taivutusmurtolujuudet ja niiden pohjalta tehdään päätelmät kuituannostuksen vaikutuksesta kuitubetonin vetolujuuteen.

Mäntyranta (1) on johtanut vertaillut useita eri laskutapoja betonin vetolujuuden laske-miseksi koekappaleiden puristuskokeiden perusteella. Tätä työtä ajatellen ei kirjalli-suudesta löytynyt käyttökelpoista, riittävän yksinkertaista tapaa betonin vetolujuuden määrittämiseksi eri kuituannostuksilla. CE-hyväksynnässä (12) on mainittava kullekin kuitutyypille annosmäärä, jolla saavutetaan 1,5 MPa vaikutus betonin lujuuteen tie-tyllä halkeamaleveydellä, mutta siitä ei voi tehdä suoraa johtopäätöstä millainen an-nostus vaaditaan jollekin muulle halutulle lujuudelle.

Saksalaisten käyttämä tapa, jossa suunnittelija määrittää vain betonin lujuusluokan, ja betonitehdas määrittelee sen perusteella reseptinsä, tekee kuitumäärän ennakoinnin käytännössä mahdolltomaksi koska etukäteen ei voida tietää minkä valmistajan ja minkä tyyppistä kuitua käytetään (1). Todennäköisesti tästä syystä saksalaiset normit (9) eivät edes ole orientoituneet kuituannostuksen ja betonin jäännösvetolujuuden kor-relaation selvittämiseksi.

Edellä mainituista seikoista johtuen tähän työhön liittyvät kuituannostukset pyydettiin teräskuitujen maahantuojalta, ja mitoitukset perustuvat kokemuspohjaiseen tietoon ja toteutuneisiin kohteisiin. Huomionarvoista on, että edes kuitujen maahantuojia ei vielä osaa mitoittaa teräskuitubetonia, vaan kaikki rakenteelliset mitoitukset teetetään tois-taiseksi saksalaisella asiantuntijalla. (10) Tähän kohteeseen kuitubetonimitoituksen

hinta oli 3000€ (alv 0 %) joka oli toimeksiantajan mielestä liian suuri suhteessa mahdollisiin hyötyihin.

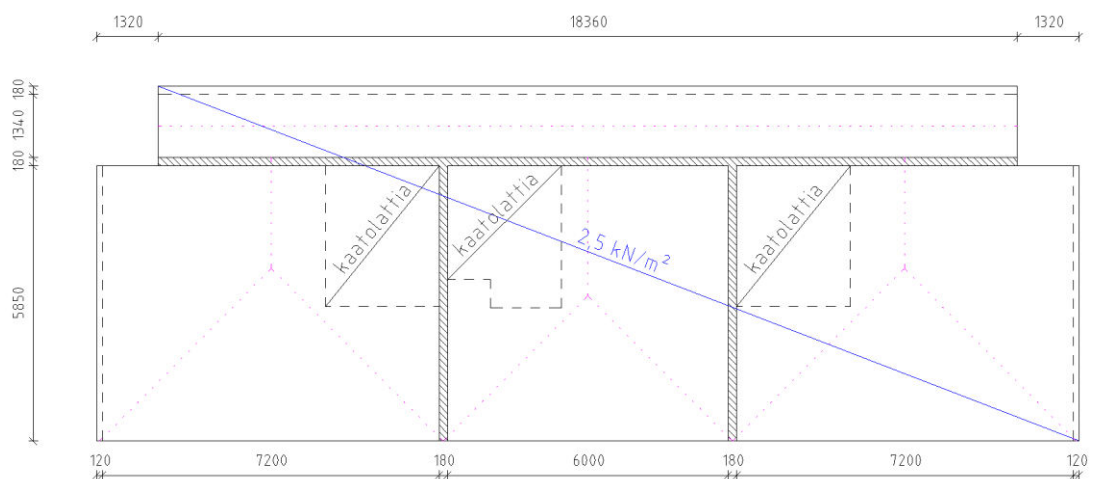
(Huom. kuitu-laskelmien teettäminen olisi maksanut tuhansia euroja, mikä olisi toki hyvitetty mahdollisesta kuitutilauksen loppusummasta, mutta näin kokeellisessa ja uudessa asiassa ei katsottu tarkoituksenmukaiseksi sijoittaa huomattavaa summaa vain jotta saataisiin *tarkka arvio* teräskuitubetonin materiaalikustannuksista.)

4 VÄLIPOHJALAATASTON RASITUKSET

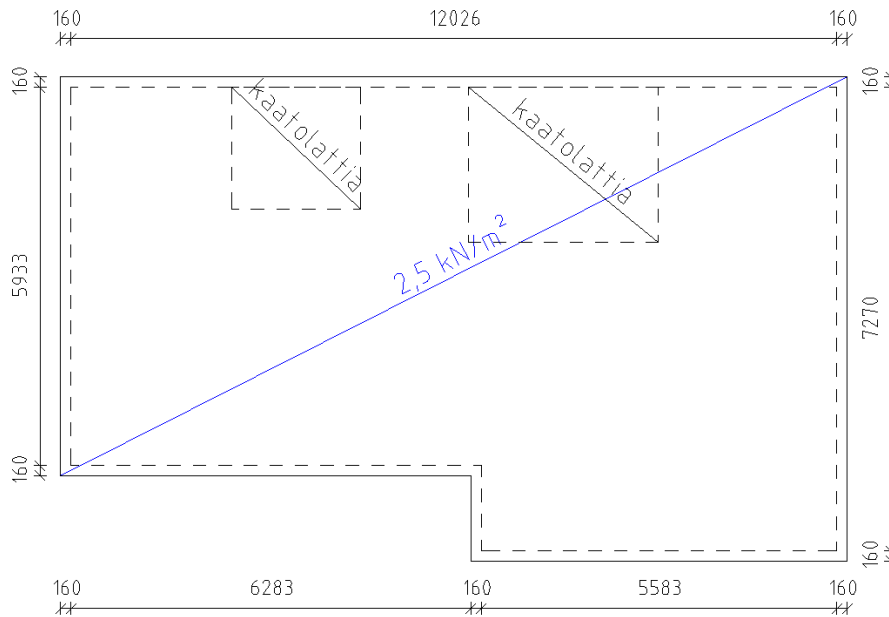
4.1 Lähtötiedot

Betonin ympäristöluokka on XC1, rakenteen suunniteltu käyttöikä 50 vuotta, ja betonilaaduksi valitaan lähtökohtaisesti C25/30 mikäli mitoitus sen sallii.

Kohteen kantavissa rakenteissa on kaksi erityyppistä välipohjalaattaa: rakennettavan kohteen A- ja B-taloissa on samanlaiset 1. ja 2. kerroksen väliset välipohjat, mutta B-talossa on kellarillinen perustus jossa on oma välipohjalaattansa. Kohteen kerrostasokuvat lattian dimensioineen ja standardin (13) mukaisine kuormituksineen ilmenevät kuvista 7 ja 8.



Kuva 7. 1. kerroksen välipohjalaatan tasokuva



Kuva 8. kellarin välipohjalaatan tasokuva

Riittävän askeläänieristävyyden kannalta 260 mm on suositeltava minimipaksuus asuinkerrostaloihin (15). Vaikkakin 240 mm täyttäisi minimimääräykset, niin suuremman paksuuden käyttäminen on järkevää jo lattialämmitysputkien asentamisen ja korkeussuuntaisen asemoimisen vuoksi. Lisäksi huomioitavaa on että märkätilojen kaatolattioissa on kaatoa 10...20 mm (1 mm/m), ja joissakin tapauksissa se saattaa rajoittaa lattiakaivon maksimietäisyyttä LVIS-kuilusta. Viemäriputkissa pitää olla pituussuuntaista kaatoa 1 %, eli yhden metrin matkalla 10 mm, ja kriteereinä on että viemäriputken tulee mahtua raudoitusten väliin ja lattiakaivon yläpinta ei saa olla liian ylhäällä, jotta kaadot olisivat riittävät sekä lattiapinnalle että viemäriputkelle.

Ympäristöluokasta XC1 johtuu vaatimus, että betonipeitteen nimellisarvo standardin (4) mukaisesti on:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = c_{min,dur} + \Delta c_{dev} = 15 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = \underline{25 \text{ mm}}$$

Oletuksena on että pääterästen halkaisija on max. 12mm, jolloin $c_{min,dur}$ muodostuu määrääväksi. Suuremmilla pääteräksillä ($\varnothing_{teräs} \geq c_{min,dur} = 15\text{mm}$) niiden halkaisija on määräävä, esim. 16 mm teräksillä $\rightarrow c_{nom} = 26 \text{ mm}$ (4).

Koska kohteessa on lattialämmitys, pitää yläpinnan teräksillä olla normaalia suurempi betonipeite lattialämmitysputkien asentamista varten: putken päällä pitää olla n. 30

mm betonia, putki itsessään on 16 mm paksu ja putken kiinnikkeet vaativat n. 5 mm korkeutta, eli yläpinnan terästen päällä pitää olla vähintään 41 mm betonipeite.

Kuormitusten ominaisarvot standardin (13) mukaisesti ovat:

- hyötykuorma + väliseinäkuorma $q_k = (2,0 + 0,5) \text{ kN/m}^2$
 $= 2,5 \text{ kN/m}^2$
- omapaino ($\rho = 25 \text{ kN/m}^3$, $h = 260 \text{ mm}$) $g_k = 6,5 \text{ kN/m}^2$

Kuormitusyhdistelmissä yhdistelykerroin KFI on valittava standardin (13) mukaisesti.

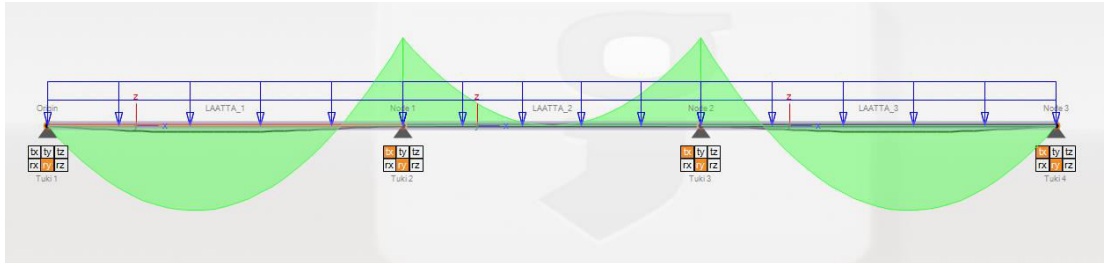
Jatkuvissa laatastoissa tulee tarkastella kaikki mahdolliset kuormitustapaukset siten, että vierekkäisten laattojen hyötykuormat voivat vaihdella 0...100 %. (5)

Vaikka kantavien seinien ja välipohjalaatan liitokset ovat todellisuudessa jossakin määrin momenttijäykkiä, niin tässä yhteydessä liitokset oletetaan täysin nivelellisiksi. Seinien taivutusvastukset ovat murto-osan laatan jäykkyydestä eikä niiden huomioiminen juurikaan muuttaisi rasiusten maksimi-arvoja. Toisaalta tästä saisi mitoituksellista hyötyä ainoastaan reunakentän päässä koska keskituilla jatkuva palkki ottaisi joka tapauksessa vastaan taivutusmomentin käytännössä kokonaan. Päätuseinien huomiomatta jättäminen suurentaa kenttämomentin huippuarvoa ja siten tämä yksinkertaistus on varmallalla puolella. (5)

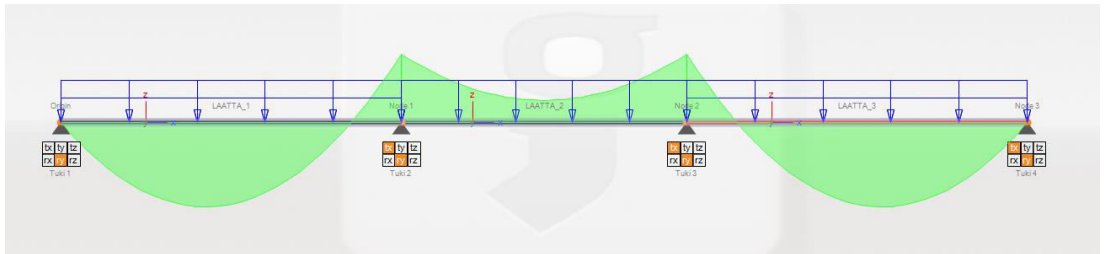
4.2 Välipohjalaatan rasiukset

Välipohjan tarkkojen rasiusten selvittämiseksi olisi rakenteen tukien (l. seinien) epä-säännöllisyydestä johtuen käytettävä FEM-mallinnusta, mutta tekemällä joitakin yksinkertaistuksia voidaan rasiukset selvittää kohtuullisen helposti: suurimmat rasiukset syntyvät ulkoseinään rajoittuvalla kaistaleella missä laatta toimii yhteen suuntaan kantavana. Tosiasiassa rasiukset pienenevät siirrettäessä tarkastelupistettä kohti käytävän kantavaa seinää, sillä laatta muuttuu kahteen suuntaan kantavaksi, mutta koska rakenne täytyy mitoittaa suurimpien rasiusten perusteella päästään tällä menetelmällä hyvin lähelle tarkkoja arvoja.

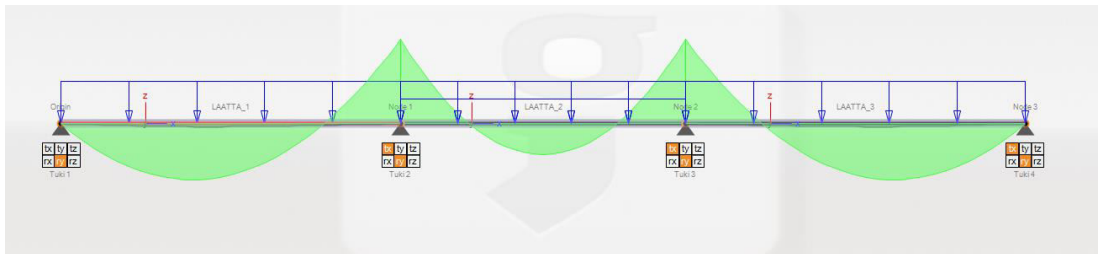
Rasituksen laskenta on tehty Jigi 2012 -ohjelmistolla mallintamalla 1 m leveä kaistale betonista välipohjaa, jolloin tuloksena saadaan taivutusmomentti metrin levyistä kaistaa kohden (kNm/m). Jännevälit ovat samat kuin väliseiniä keskilinjojen etäisyydet. Staattisesti tarkasteltuna palkki on kolmiaukkoinen jatkuva palkki. Kuvissa 9, 10 ja 11 on esitetty laatan epäedullisimman momenttikuvaajan muodot.



Kuva 9. välipohjalaatan momenttikuvio, KT1 / KY3 ($g_k = 100\% / 100\% / 100\%$)



Kuva 10. välipohjalaatan momenttikuvio, KT2 / KY3 ($g_k = 100\% / 0\% / 100\%$)



Kuva 11. välipohjalaatan momenttikuvio, KT3 / KY3 ($g_k = 0\% / 100\% / 0\%$)

FEM-laskennasta kerätyt mitoittavat rasitukset eri kentissä on esitetty taulukossa 1 kolmella eri kuormitustapauksella: KT1, KT2 ja KT3. Huom. symmetrian takia reunakentät (Laatta 1 ja Laatta 3) saavat samat arvot joten taulukossa on esitetty vain reunakentän (Laatta 1) sekä keskikentän (Laatta 2) tulokset.

Taulukko 1. taivutus- ja leikkausrasitukset eri kuormitusyhdistelmillä. Mitoittavat arvot värjätty punaisella.

KY1: Kenttä 1: qk=100% Kenttä 2: qk=100% Kenttä 3: qk=100%

KFI		Laatta 1					Laatta 2								
		Mf @ [m]		Ms @ [m]		Mo @ [m]	Vmax	Vmin	Mf @ [m]		Ms @ [m]		Vmax	Vmin	
gk=11,225	qk=6,500														
1,00	1,00	82	2,95	-85	7,38	0	6,09	54	-77	0,0	3,09	-85	0,00	55	-55
1,35	0,00	70	2,95	-73	7,38	0	6,07	46	-66	0,0	3,09	-73	0,00	47	-47
1,15	1,50	105	2,95	-109	7,38	0	6,09	69	-98	-0,1	3,09	-109	0,00	70	-70

KY2: Kenttä 1: qk=100% Kenttä 2: qk=0% Kenttä 3: qk=100%

KFI		Laatta 1					Laatta 2								
		Mf @ [m]		Ms @ [m]		Mo @ [m]	Vmax	Vmin	Mf @ [m]		Ms @ [m]		Vmax	Vmin	
gk=11,225	qk=6,500														
1,00	1,00	87	3,20	-73	7,38	0	6,21	55	-75	-20	3,09	-73	0,00	35	-35
1,35	0,00	70	2,95	-73	7,38	0	6,07	46	-66	0,0	3,09	-73	0,00	47	-47
1,15	1,50	112	3,20	-91	7,38	0	6,27	71	-96	-0,2	3,09	-91	0,00	40	-40

KY3: Kenttä 1: qk=0% Kenttä 2: qk=100% Kenttä 3: qk=0%

KFI		Laatta 1					Laatta 2								
		Mf @ [m]		Ms @ [m]		Mo @ [m]	Vmax	Vmin	Mf @ [m]		Ms @ [m]		Vmax	Vmin	
gk=11,225	qk=6,500														
1,00	1,00	47	2,95	-65	7,38	0	5,88	33	-50	19	3,09	-65	0,00	55	-55
1,35	0,00	70	2,95	-73	7,38	0	6,07	46	-66	0,0	3,09	-73	0,00	47	-47
1,15	1,50	70	2,95	-79	7,38	0	5,73	37	-58	29	3,09	-79	0,00	70	-70

Suurin leikkausrasitus syntyy avoimen seinän reunakentässä keskimmaisella tuella, saaden itseisarvon 98 kN/m. Suurin taivutusrasitus syntyy samaan kohtaan, itseisarvoltaan 109 kNm/m, mutta myös 2,9 m etäisyydelle reunatuella syntyy lähes yhtä suuri rasitus 105 kNm/m. Hieman yllättävä havainto on että keskimmaisen kentän keskellä taivutus- ja leikkausrasitukset ovat nolla, siis betoniin ei kohdistu teoriassa lainkaan taivutusta eikä leikkausta – kyseisen osan laatastosta voisi tehdä hyvinkin vähällä raudoituksella (minimiraudoitus).

Huomioitavaa on, että välipohjalaataston suurimmat rasitukset syntyvät tuille niin tukimomentin kuin leikkauksenkin osalta, joskin kentän 1 kenttämomentsi on lähes saman suuruinen kuin tukimomentti. Jos APC-raudoitus huomioidaan alapinnan taivutusvetolujuudessa niin, kuitubetonin homogeenisuudesta johtuen, myös tuella tarvitaan vastaava lisäraudoitus laatan yläpintaan. Toinen vaihtoehto on mitoittaa laatan kuituannostus niin suureksi että se kestäisi ilman lisäraudoitusta tukimomentin rasitukset, mutta tällöin APC-raudoituksesta johtuen momenttikapasiteetti kentässä olisi hieman ylimitoitettu, johtaen kustannustehottomaan lopputulokseen.

5 VÄLIPOHJALAATASTON MITOITUS

5.1 Välipohjalaatan mitoitus tankoraudoitukselle

Mitoitetaan ala- ja yläpinnan raudoitus sekä mahdollinen leikkausraudoitus betoni-poikkileikkaukselle $b = 10000$ mm ja $h = 260$ mm. Betonilaatu C25/30, teräkset A500HW, betonipeite $c_{nom,top} = 41$ mm ja $c_{nom,bot} = 25$ mm.

Taulukon 1 mukaisesti mitoittava kenttämomentsi on 105 kNm/m ja tukimomentsi on 109 kNm/m. Leikkauskapasiteettia ei tarkasteta.

Palkin tehollinen korkeus kenttämomentsille on $d = (h - c_{nom,bot}) = 235$ mm ja tukimomentsille $d = (h - c_{nom,top}) = 219$ mm.

Kaavojen (1)...(3) mukaisesti saadaan teräsmääräksi:

Kenttä (alapinta):

$$\mu = 0,1342$$

$$\beta = 0,1446$$

$$A_s = 1107 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Tuki (yläpinta):

$$\mu = 0,1604$$

$$\beta = 0,1758$$

$$A_s = 1254 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Kaavoista (4) ja (6) saadaan reunaehdot minimi- ja maksimimäärälle:

$$A_{s,min} = 313 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = 292 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,max} = 9400 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,max} = 8760 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Haurasmurtumarajatarkastelu kaavan (7) mukaisesti:

$$\beta \leq 0,420 \rightarrow \text{OK}$$

Yläpinnan lisäteräkset tulee ulottaa ankkurointipituuden verran ohitse momentin nol-lakohdan ylitse. Oletetaan terästen halkaisijaksi $\varnothing = 16\text{mm}$, ja laatan yläpinnassa val-litsee ankkuroinnin kannalta huonot tartuntaolosuhteet $\rightarrow \eta_1 = 0,7$. Ankkurointipituu-deksi saadaan kaavan (9) mukaisesti:

$$l_{bd,top} = 920 \text{ mm}$$

Taulukon 1 mukaisesti laatta 1:n kentässä momentin nollakohta on 5,73 m etäisyy-dellä laatan vapaan tuen päästä, eli etäisyys tuelta on $(7,38 - 5,73) = 1,65 \text{ m}$ päässä tuelta 2. Täten yläpinnan terästen katkaisupituuksiksi saadaan:

$$l_{PT,top} = (0,92 + 1,65 + 6,36 + 1,65 + 0,92) \text{ m}$$

$$l_{PT,top} = 11,5 \text{ m}$$

Yläpinnassa on oltava minimirauditus koko alueella (292 mm^2 molempiin suuntiin) ja lisäksi kantavassa suunnassa lisäterästen poikkipinta-alan tulee olla vähintään koko-naisteräsmäärän ja minimiraudituksen erotus:

$$A_{s,LT} = A_s - A_{s,min} = 1254 - 292 = 962 \text{ mm}^2$$

Laatan reunoille tulee lisäksi reunahaat esim. U-T8-L1200-k400 sekä rengasteräkset 2T10, jolloin laatan ulkopiirin juoksumetriä kohden on terästä yhteensä:

$$A_{s,reuna} = \left((50 * 1200 * 1\text{m}/0,4\text{m}) + (2 * 78,5 * 1000) \right) \text{ mm}^3/\text{m}$$

$$A_{s,reuna} = 307000 \frac{\text{mm}^3}{\text{m}} \rightarrow 2,41 \text{ kg/m}$$

Tarkistetaan minimiraudoituksen momenttikapasiteetti kaavojen (10)...(12) mukaisesti; riittääkö laatan 2 vetoraudoitukseksi minimiraudoitus? Momentin suurin arvo on 29 kNm/m.

$$\omega = 0,041 = \beta$$

$$\mu = 0,040$$

$$M_{pl,Rd} = 31,3 \text{ kNm/m} \rightarrow \text{riittää}$$

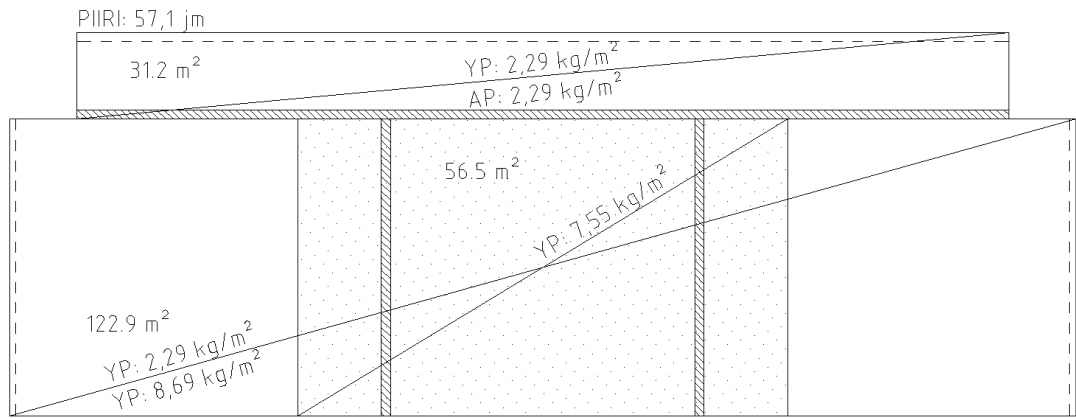
Huomioitavaa on että laatan 2 yläpinnassa on käytännössä oltava tukimomentin vaatima raudoitus läpi koko laatan. Teräkset voisi katkaista etäisyyden $l_{bd} = 0,92 \text{ m}$ päässä momentin nollakohdan sijainnista, mutta nollakohdat sijaitsevat niin lähellä toisiaan, tai joissakin tapauksissa nollakohtaa ei ole lainkaan(!), että terästen katkaisu ei olisi mahdollista.

Teräsmäärää voisi todennäköisesti optimoida hieman porrastamalla yläpinnan terästen pituuksia (kentässä 1) sekä jättämällä osa alapinnan pääteräksistä ulottamatta tukien kohdalle. Kokonaisuutena arvioiden kokonaisteräsmäärä ei oletettavasti muuttuisi niin paljon että sillä olisi tässä mittakaavassa tarkasteluna merkittävää huomiota, eikä optimointia tämän työn laajuudessa ollut mahdollista ulottaa kovinkaan syvälle.

Ilman tarkempaa tarkastelua on oletettavaa että porraskäytävän alueella laatalle riittää minimiraudoitus molemmissa pinnoissa sillä sen jänneväli on todella lyhyt – ainoastaan 1,8 m.

Yhteenveto:

Kuvassa 12 on yhteenvetona teoreettiset minimiteräsmäärät välipohjan alalle.



Kuva 12. Välipohjan teräsmäärät

Teräksien määrä ei voi olla ideaalinen jo yksin siitä syystä, että tankojen koot ja järkevät asennusvälit rajaavat käytännön teräsmäärää (mm^2/m), standardoitujen teräsverkkojen vaihtoehtoiset halkaisijat ja dimensiot ovat rajalliset, ja lisäksi hukkaa syntyy limijatkosten, katkaisuiden, taivutusten ja muun työstön yhteydessä. Näiden yhteisvaikutusta on arvioitu laskelmissa lisäämällä kuvan 12 teräsmääriin 20 % hukkaa.

5.2 Välipohjalaatan teräskuitumitoitus

Kuituterästen maahantuojalta on saatu esimitoitus välipohjalaataston teräskuituannostukseksi 70 kg/m^3 käyttäen Hendix Prime 75/52 kuitua, mikä pohjautuu vastaaventyyppisten aikaisempien kohteiden rakennemitoituksiin. (10) Kyseinen kuitutyyppi on kirjoitushetkellä yksi kustannustehokkaimmista – vaikka sen kilohinta on hieman korkeampi kuin monilla muilla kuitutyypeillä, sillä saavutetaan CE-tyyppihyväksynnän mukainen $1,5 \text{ MPa}$ jäännöstaiivutusvetolujuus huomattavasti pienemmällä annostuksella (15 kg/m^3 vs $25 \dots 40 \text{ kg/m}^3$). (12)

APC-raudoituksen minimimäärä riippuu laatan jänneväleistä, ja kaavan (18) mukaisesti laskettu tarkka määrä vaihtelee välillä $748 \dots 1039 \text{ mm}^2$ per laatan kenttä. Käytetään APC-raudoituksena kaikissa laatoissa samaa 1200 mm^2 arvoa jaettuna koko laatan leveydelle ($5,85 \text{ m}$), jolloin teräsmäärä $A_{s,APC} = 205 \text{ mm}^2/\text{m}$ eli n. $1,61 \text{ kg/m}^2$. Rauoituksen halkaisijaksi valitaan 16 mm ja APC-raudoituksen hukaksi arvioidaan 15 %.

Kuitutoimittajan mukaan teräskuitujen käyttö todennäköisesti mahdollistaisi ohuemman kuin 260 mm laatan käyttämisen, sillä kuidut eivät vaadi suojaetäisyyksiä siinä missä tankoteräkset (pl. APC-raudoitteet). (10) Asuinhuoneistojen välisen välipohjan

suositeltava minimipaksuus on 240 mm askeläänieristävyyden kannalta, ja vaikka teoriassa päästäisiinkin vielä tätä ohuempiin rakennepaksuuksiin yksin rakenteellisen kestävyuden saavuttamiseksi, ei ohuempien välipohjien käyttö ole mahdollista.

Vertailun vuoksi lasketaan kuitubetonisen välipohjan kustannukset laatan paksuuksilla $h = 240\text{mm}$ ja $h = 260\text{mm}$.

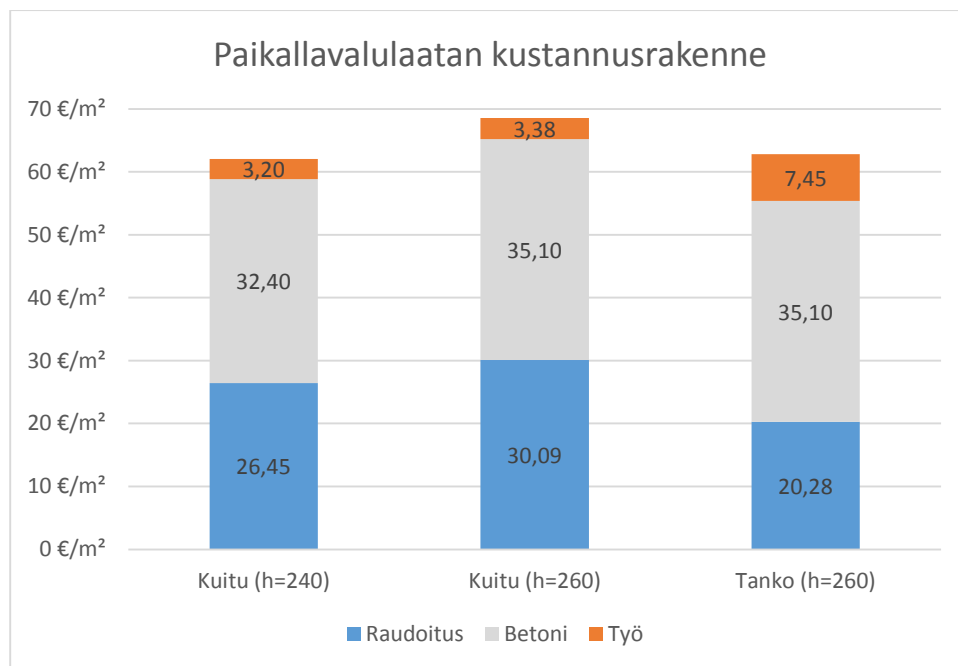
6 KUSTANNUSVERTAILU

Rakentamiskustannukset syntyvät välittömistä materiaalikuluista, työstä ja laitteistosta, mutta vertailtaessa kahta erilaista työtapaa joiden erona on tuotantoajan lyheneminen, tulee tarkasteluissa ottaa huomioon myös rakentamisen aikaiset kulut eli työmaan käyttökustannukset. Kolmas vaikeammin arvioitavissa oleva kustannustekijä on pääoman tai vakuuksien vapautumisen nopeuttamisesta syntyvät rahoitussäästöt; nopeampi rakentamisaika kohentaa sijoitetun pääoman tai vakuuden (vuosi-) tuottoa vaikka euromääräinen tulos ei muuttuisi.

6.1 Rakentamiskustannukset

Laskennassa käytettiin RATU Aikataulukirja 2013 (14) mukaisia työmenekkejä. Raudoitustyön aliurakan hinta teräksineen on toteutuneiden kohteiden perusteella noin 1,80 €/kg, mistä on laskettu työn hinnaksi noin 40 €/h, muut hinnat on toimittajilta saatuja budjetäärisiä yksikköhintoja. Laskelmat ovat kokonaisuudessaan liitteessä 2.

Kuvassa 13 on esitetty kolmen vaihtoehdoisen rakentamistavan kustannusrakenteet: kuitubetonilaatta paksuuksilla $h = 240$ mm ja $h = 260$ mm, sekä tankoteräksin raudoitettu laatta 260 mm paksuudella. Laskelmassa on mukana vain holvivaluun liittyvät kustannukset: betoni, teräkset, sekä betonointi- ja raudoitustyöt.



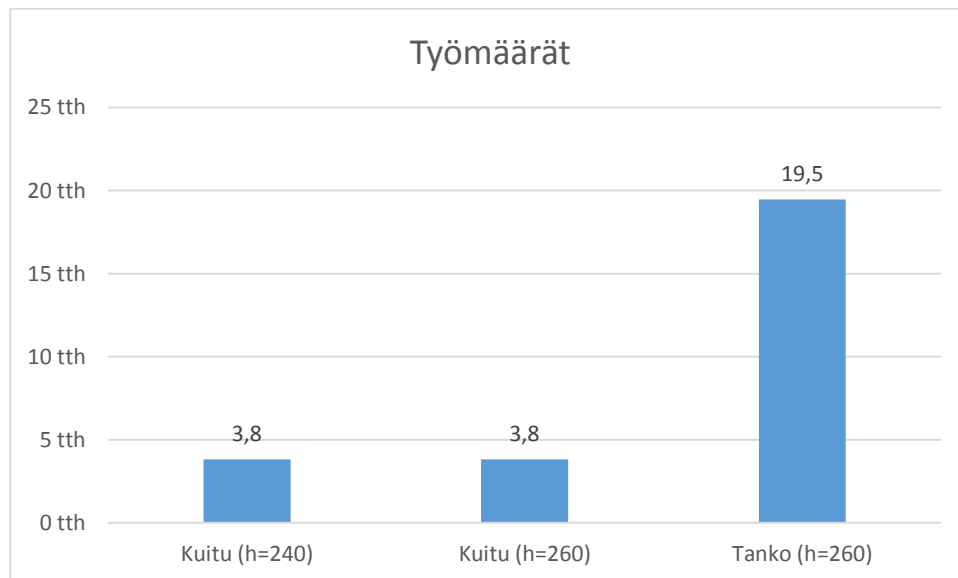
Kuva 13. Kustannusten kertymät eri välipohjavaihtoehdoilla

Kuitubetonisten välipohjien hintaerot tankoraidoitettuun 154 m² välipohjalaataan verrattuna ovat -191 € (-1,9%) ja +885€ (+8,2%). Laatan paksuuden ohentaminen 260 mm → 240mm vaikuttaa kustannuksiin -1016 € per talo, eli se toisi noin 2000 € säästön koko hankkeen osalta.

Kerroseliometriä kohden laskettuna erot ovat -0,78 €/kem² ja +5,74 €/kem², mutta huoneistoalalle jyvitettyinä erot nousevat arvoihin -1,70 €/hum² ja +7,27 €/hum² mikä siirtyisi suoraan huoneiston hintaan, tai vastaavasti myyntihinnan pysyessä ennallaan erotus kirjautuisi liikevoittoon.

6.2 Rakentamisaika

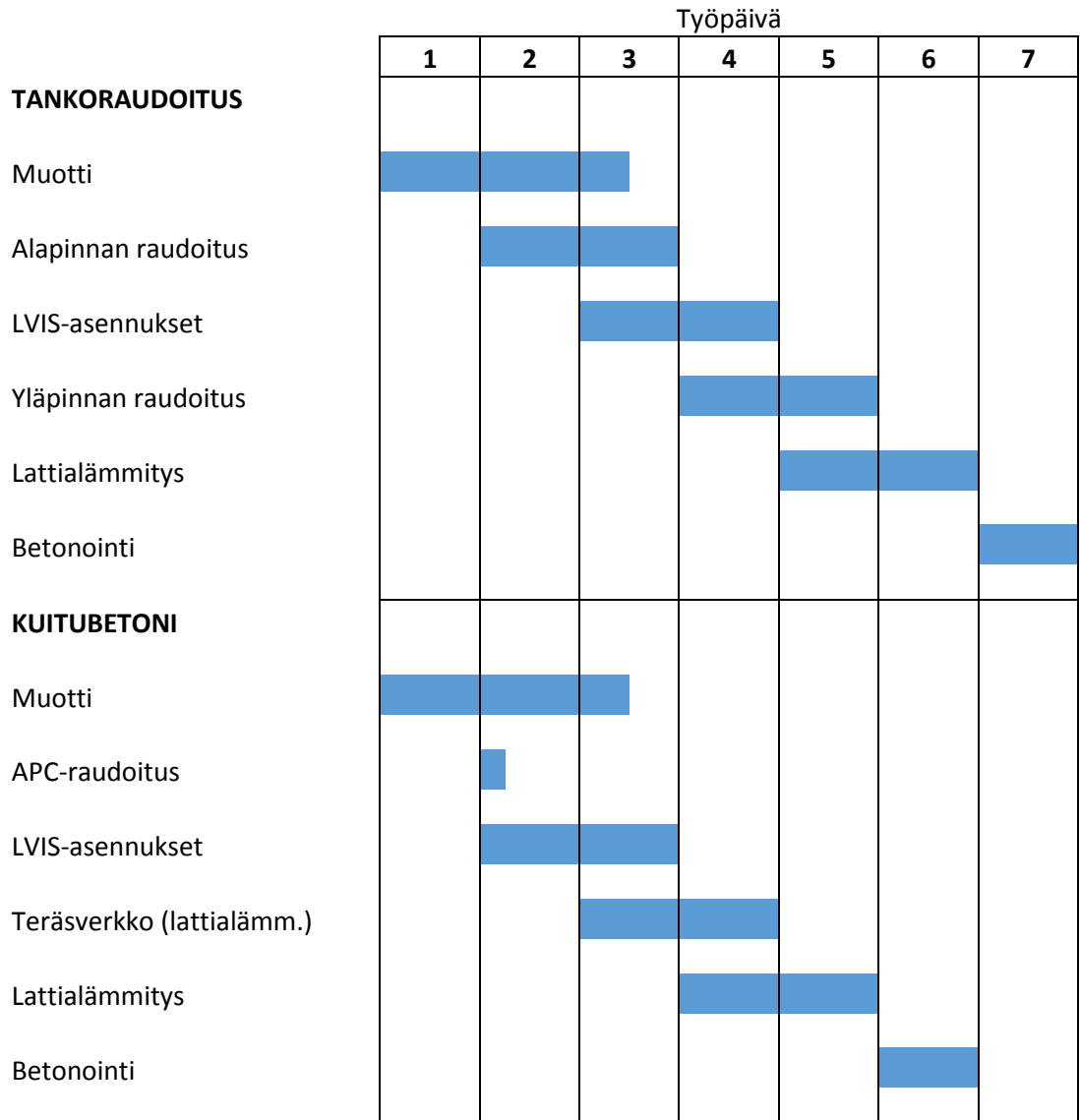
Raidoitustyön työmääriä laskettaessa on huomioitu terästen halkaisijan vaikutus työsaavutuksiin (14), ja lisäksi on huomioitu laatan valutilavuuden vaikutus betonointityöhön. Muottityön osuus ei poikkea tuotantotapojen kesken ja samoin valutyöt, LVI-työt ja muut eivät poikkea toisistaan merkittävästi. Välipohjavalun työmäärät on esitetty kuvassa 14.



Kuva 14. Työmäärät eri välipohjavaihtoehtoilla

Työmäärien erot 4 tth vs 20 tth korreloivat työryhmästä riippuen jopa yhden työvuoron eroa tuotantoajassa per talo. Käytännössä erotus voi olla enemmänkin kuin

yksi työvuoro, riippuen työjärjestyksestä sekä oheistöiden aikatauluttamisesta. Kuvassa 15 on esitetty viitteellinen jana-aikataulu, olettaen että raudoituksien asennusta pystytään tekemään sitä mukaa kuin muotitustyö etenee.



Kuva 15. Tuotannon aikataulutus

Aikasäästö on noin yksi työvuoro kuitubetonisen välipohjan eduksi yhtä holvivalua kohden, siitäkin huolimatta kohteen kerrosala on aika maltillinen, vain noin 150 m². Suuremmissa kohteissa hyödyt voivat helposti kertautua (isompi välipohja tai enemmän kerroksia).

Tarkastelussa ei otettu syvällisesti kantaa lattialämmitysputkien asennusurakkaan. Tankoraidoitetussa välipohjassa lämmitysputkisto asennetaan yleensä suoraan yläpinnan raudoitteiden päälle. Hyvänä puolena on että mitään erillistä työraudoitusta (esim.

saneerausverkko) ei tarvita, ja siten ratkaisu on hieman edullisempi, mutta sen heikkoutena on etenkin märkätilojen kaatolattioissa riittävän betonipeitteen saaminen putkien yläpuolelle. Ongelma korostuu etenkin terästen tai teräsverkkojen limityskohdissa, joissa on limityksistä johtuen teräkset lähempänä laatan yläpintaa kuin mitä on suunniteltu olevan. Ristiinkantavassa laatussa tilanne on pahempi kuin yhteen suuntaan kantavassa. Kuitubetonilattiassa tarvitaan lattialämmitykselle ylimääräinen työraudoitus – mikä on toki tarpeen myös tankorauoituksessa, mutta se on vain sisäänrakennettu aliurakan hinnoittelun sisään – ja näissä laskelmissa se on kirjattu materiaali- ja kulueriin.

Kuitubetonilattiassa lattialämmitysputkien asentaminen voidaan aloittaa käytännössä lähes samaan aikaan APC-raudoitusten asentamisen yhteydessä. Yksi jatkokehitysmahdollisuus on käyttää ”esivalmistettuja” lattialämmitysputkistoja, tätä tapaa tietävästi käytetään isommilla kerrostalokohteissa nopeuttamaan holvivalujen valuvalmiutta: lattialämmitysputkisto asennetaan huoneistoittain tai segmenteittäin ohueen sidontaverkkoon ja nostetaan paikalleen valmiina pakettina jakotukkeineen kaikkineen. Mikään ei estä että lattialämmitysputkistoa käydään valmistamaan vaikka jo muottityön rinnalla, jolloin se olisi asennettavissa paikalleen heti LVIS-asennusten jälkeen hyvin nopeasti. Saavutettava lisähyöty olisi kuvan 15 tapauksessa yksi työvuoro.

Suuremmalla esivalmistusasteella voidaan nopeuttaa hieman myös tankorauoitettun välipohjan aikataulua, mutta siinä toteuttavuus on huonompi koska valun yläpinnan terästen päälle tulisi ”ylimääräinen” teräsverkko, kasvattaen hieman rakennepaksuutta. Staattisessa mielessä yläpinnan verkko katkeaa juuri kriittisimmässä kohtaa eli huoneistojen välisen seinän kohdalla, eli sitä ei voi oikein käyttää hyödyksi mitoituksessaan. Kuitubetonisella välipohjalla esivalmistetun putkiston hyödyt ovat suuremmat koska se voidaan nostaa paikalleen heti muiden LVIS-töiden jälkeen, ilman tarvetta odottaa yläpinnan terästen asennustyön valmistumista.

Kolmas seikka mitä ei ole huomioitu laskelmissa ja aikataulutuksissa on muottikaluston kiertonopeuden vaikutus muottikustannuksiin, ts. muottien vuokrakuluihin. Tuotantoajan lyhentäminen teoriassa lyhentää hieman muottikaluston tarpeen kestoa, mutta toisaalta molemmissa tuotantotavoissa betonin lujittuminen vaadittavaan muotinpurkulujuuteen asti kestää saman aikaa – tapauskohtaisesti noin viikon suuruusluokkaa – ja siten suhteelliset säästöt eivät näin pienessä kohteessa ole merkittäviä.

Tankorauidoituksella muottikaluston tarve on 7 työvuoroa plus lujittumisaika kun kuitubetonilla tämä on vastaavasti 6 työvuoroa plus lujittumisaika per holvivalu. Yhden välipohjan laajuisella muottikalustolla nämä ajat määräävät käytännössä myös lyhimmän mahdollisen intervallin holvivalujen välillä.

Edellä esitettyihin havaintoihin perustuen kuitubetoninen välipohja nykyisellä rakentamistavalla lyhentää läpimenoaikaa noin yhden työvuoron per välipohjalaatta, eli koko hankkeen osalta noin kaksi työvuoroa.

Nostamalla esivalmistusastetta, esim. lattialämmityksen tai mattorauidoitteen ("Bamtec") kanssa, olisi tuotantoajasta melko kivuttomasti nipistettävissä vielä yhden tai jopa kahden työvuoron säästö.

Jos tarkastelu ulotettaisiin myös kellarin holvivaluun, saataneen sen osalta yhden työvuoron säästö käyttämällä kuitubetonia.

6.3 Työmaan käyttökustannukset

Työmaan käyttökustannuksiin on laskettu mukaan työmaavaiheen aikaiset menot, ja jyvitetty ne yhtä työvuoroa kohden käyttämällä työpäivien lukumääränä 21 per kuukausi. Rakentaminen alkaa 1.4.2015 ja päättyy 30.11.2015, eli mukaan on laskettu yhden talvikuukauden aiheuttamat talvityölisät. Kokonaisuudessaan kulut on esitetty taulukossa 2.

Taulukko 2. Työmaan käyttökustannukset

Kuluerä	Kesto	Menot	per kk	per työvuoro
Työmaarakennukset	7,5 kk	3000 €	400 €/kk	19 €/tv
Työmaasuojien hoito	7,5 kk	1200 €	160 €/kk	8 €/tv
Siivous ja raivaus	7 kk	2000 €	286 €/kk	14 €/tv
Energia	7 kk	4600 €	657 €/kk	31 €/tv
Työkalut, koneet, laitteet	7 kk	3000 €	429 €/kk	20 €/tv
Työnjohto	8 kk	42000 €	5250 €/kk	250 €/tv
Työmaatoimisto	7,5 kk	1000 €	133 €/kk	6 €/tv
Talvilisätyöt	1 kk	600 €	600 €/kk	29 €/tv
Telineet, työtasot; sisäpuoli	3 kk	1500 €	500 €/kk	24 €/tv
Telineet, työtasot; ulkopuoli	3 kk	9000 €	3000 €/kk	143 €/tv
Työmaan vakuutukset	7 kk	2000 €	286 €/kk	14 €/tv
Työmaan vakuuskulut	7 kk	2000 €	286 €/kk	14 €/tv
YHTEENSÄ				571 €/tv

Tällä tavoin yhden työmaapäivän laskennalliseksi kustannukseksi muodostuu 571 euroa, ja työviikon kustannukseksi 2854 euroa.

Sinänsä tällainen tarkastelu on teoreettinen, sillä jos tavoitteena on lyhentää rakentamisaikaa vain muutamilla päivillä, eivät työmaakustannukset todennäköisesti muutu euromääräisesti mihinkään. Suuri osa kuluista on viikko- tai kuukausikohtaisia, esim. työmaakoppien vuokrat, vakuutukset yms. Sen sijaan yhden viikon nipistäminen tuotantoajasta saattaa jo siirtyä sellaisenaan säästönä työmaakuluihin, puhumattakaan jos nopeuttamisella voidaan välttyä kokonaan vaikkapa talvityön tekemiseltä tai vähentää oleellisesti kalustovuokrien kertymiseen (esim. paikallarakentaminen vs. suurelementit → vaikutus telinevuokriin).

6.4 Tuloksenteekokyky ja rahoituskulut

HUOM. Toimeksiantajan pyynnöstä tätä osuutta ei ole laskettu kohteen tiedoilla, koska rahoitusjärjestelyt ja -kustannukset on katsottu kuuluvaksi yrityksen liikesalaisuuksien piiriin.

Tuottavuuden paraneminen ja liikevoitto:

Laskelmissa on käytetty myyntihintana 3500 €/hum², rakennuskustannuksina on käytetty tilastoarvoa 2200 €/kem² ja kohteen laajuutena 570 hum² ja 770 kem². Näillä luvuilla laskettuna myyntihinta on 2,0 M€ ja rakentamiskustannukset 1,7 M€, ja voittoa syntyy 0,3 M€. Rakentamisaika kokonaisuudessaan on 32vko (n. 8kk), joten tulosta kertyy noin 9400 €/vko tai 37500 €/kk.

Jos rakentamisaikaa voidaan lyhentää viikolla (32vko → 31vko), ilman että rakentamiskulut nousevat, tulosta syntyy $(1 - 31/32) = +3,1 \%$ enemmän samassa ajassa ja samalla työpanoksella. Euromääräisesti uusi tulos olisi n. 9680 €/vko, eli +280 €/vko jos läpimenoaika lyhenisi vain yhdellä viikolla.

Jos aikaa voidaan säästää vielä enemmän, ilmenee hyvin kustannussäästöjen progressiivinen luonne: esim. neljän viikon nopeutuksella tulos olisi 10500 €/vko eli noin +1300 €/vko (vrt. +280 € per 1 vko).

Jos uusi kohde voidaan aloittaa nopeammin, korreloituu edellä mainittu muutos tuloksentekokyvyssä myös yrityksen liikevaihtoon ja liikevoittoon, vaatimatta käytännössä lainkaan lisää sijoitettua pääomaa.

Kuten aiemmin on jo mainittu, niin nopeuttamisella voi olla kerrannaisvaikutuksia jotka suurentavat saavutettavaa hyötyä, esim. talvitöiltä välttyminen. Vastaavasti käännteinen ilmiö on viivytysten kanssa – usein ne aiheuttavat muita lisäkuluja myöhempiin työvaiheisiin, etenkin jos tahdistavien töiden nopeuttamiseksi joudutaan tekemään erityistoimenpiteitä.

Rahoituskulujen tarkastelu:

Tarkastellaan tilannetta jossa kohde on rahoitettu omalla pääomalla siten, että sijoitetun pääoman osuus on 40 % myyntihinnasta eli 800.000 €. Lainan määrä on 1,2 M€ ja vuosikorko on 2,0 %, ja oletetaan vielä että korkoa ei pääomiteta.

Korkomenojen määrä viikkoa kohden on noin:

$$Korkomenot = 1,2M€ * (1 - \sqrt[52]{1,02}) = 457 \text{ €/vko}$$

Tarkastelu ei ota huomioon mahdollisia lainanhoitokuluja tai muita lainan myöntämiseen liittyviä kuluja, mutta antaa silti suuntaa antavan kuvan rahoituskulujen suuruudesta. Yhtä työpäivää kohti jyvitettyä tämä tarkoittaa karkeasti noin 50 euron suurista korkomenoista.

Huom. Tarkastelu pätee vain siihen tilanteeseen kun 100 % lainasummasta on nostettuna! Mikäli nostetun lainan määrä on tätä pienempi, muuttuu todellisten korkomenojen suuruus suoraan suhteessa lainan määrään. Voidaan kuitenkin todeta että yhden viikon nopeuttaminen missä tahansa vaiheessa rakennushanketta pienentää rahoituskuluja pikemminkin sadoissa kuin kymmenissä euroissa.

Yhteenveto:

Tarkkojen lukujen muodostaminen edellyttäisi laskemista todellisilla luvuilla niin hankkeen kustannusten kuin vaihtoehtoisten tuotantotapojen kokonaistyöaikojen suh-

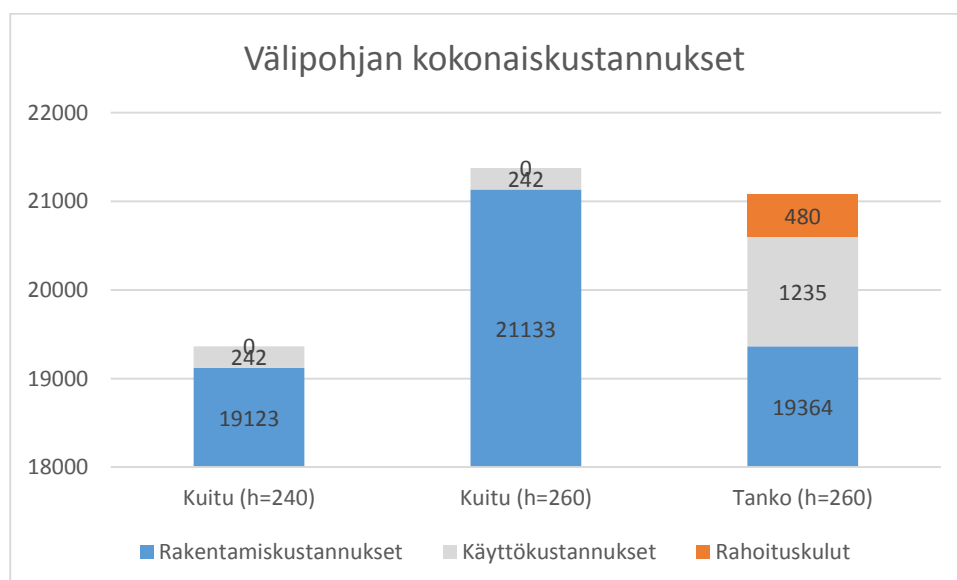
teen. Etenkin eroavaisuus siinä, voidaanko työtä nopeuttaa yksi päivä viikko vai kuukausi, vaikuttaa huomattavasti (progressiivisesti) siihen paljonko nopeuttaminen säästää yhtä aikayksikköä kohden laskettuna. Karrikoidusti rakentamisajan puolittaminen parantaisi tuloksetekokykyä yli 100 %, koska kiinteiden käyttökulujen lisäksi saavutettaisiin huomattavaa hyötyä myös rahoitusmenojen puolittumisesta, toki olettaen että rakentamiskustannukset eivät muutu.

Varovaisesti arvioituna yhden viikon nopeuttamisella saavutettava hyöty rahoitusmenoissa ja tuloksetekokyvyn paranemisessa ovat luokkaa 500...1000 euroa yhtä työviikkoa kohti, mutta on huomioitavaa että useamman viikon nopeuttamisella säästöt nopeasti kertautuvat ja voivat olla jopa tuhansia euroja per viikko.

Laskelmien myöhemmissä osioissa yhden viikon nopeuttamisen arvioidaan lisäävään tulosta 600 € eli yhtä työvuoroa kohti 120 €.

6.5 Kustannussäästöt vs. rakentamiskustannukset

Yhteenveto kokonaiskustannusten muodostumisesta on esitetty kuvassa 16. Laskennassa on lisätty tankoraidoitettuun vaihtoehtoon ylimääräisenä kuluna rahoituskulut (4ttv á 120 € = 480 €), jotka kuitubetonia käytettäessä jäävät säästöön.



Kuva 16. Eri rakentamisvaihtoehtojen kokonaiskustannukset hankkeessa

Työmaan käyttökustannusten ja rahoituskustannusten huomiointi kaventaa lähes tyystin tankoraidoitettun välipohjalaatan kustannushyödyn vastaavan paksuiseen kuitubetonilaattaan verrattuna, kuitubetonin ollessa vain noin 300 euroa kalliimpi koko hankkeen osalta.

Käytettäessä hyväksi mahdollisuus ohentaa rakenne 240 mm paksuksi kuitubetonia käyttämällä, kustannushyöty kääntyykin jo kuitubetonin hyväksi, sen ollessa jopa 1700 euroa edullisempi kuin perinteisin raudoituksin valmistettu välipohjalaatta. Sen lisäksi työmenetelmän hyötynä on työn nopeuttaminen useilla työpäivillä (noin 4 tv).

Kuitubetonin käyttämisellä on myös immateriaalisia hyötyjä työturvallisuuskulmasta. Töiden tekeminen harvaan asennettujen APC-raudoitteiden päällä on huomattavasti helpompaa, nopeampaa ja turvallisempaa kuin verkkoraidoitteiden päällä työskentely, ja riski työntekijöiden loukkaantumiselle pienenee huomattavasti kun ei ole raudoituksia joihin kompuroida. Myös viemäriputkien vaurioituminen ja positio valun sisällä on turvallisemmalla tolalla, koska ylemmän raudoituksen puuttumisesta johtuen putkiin ei kohdistu vastaavia työnaikaisia rasituksia kuten normaaleita raudoituksia käytettäessä. Lisäksi valuvaiheen aikainen työn ennustettavuus ja laatu paranevat hieman, koska kuitubetonia käytettäessä ei ole riskiä siitä että terästen limityksistä johtuen teräkset tai lattialämmitysputket jäisivät liian pintaan, ja joita jouduttaisiin normaalisti ”hyppimään matalammaksi” ennen kuin betonimassa alkaa sitoutua.

Kuitubetonivälipohjan huonot puolet ovat samat kuin maanvaraisilla lattioilla, ja ne liittyvät lähinnä esteettisyyteen sekä päällystettävyyteen; törröttävät ja irtonaiset teräskuidut hankaloittavat päällystämistä ja pinta vaatii käytännössä timanttihionnan ainakin märkätiloissa, mutta toisaalta sementtiliima pitäisi poistaa näistä tiloista joka tapauksessa. Parkettiasennuksissa lievät kohoumat eivät ole yhtä dramaattisia, sillä askeläänieristys antaa hieman anteeksi, ja pinnan huolellisella hiertämisellä voidaan rajoittaa kuitujen esiintymistiheyttä valmiissa pinnassa.

7 JOHTOPÄÄTÖKSET

7.1 Päätelmät

Tällä laskennallisella ja täysin teoreettisella tarkastelulla on sama johtopäätös kuin mikä on ollut nähtävissä jo toteutuneissa kohteissa mm. Virossa: kuitubetonin käytölle on tietyn reunaehdoin olemassa taloudelliset perusteet. (6; 7)

Laskennan yhteydessä ilmeni viitteitä siitä miksi joissakin tutkimuksissa tai opinnäytetöissä kuitubetonin käyttäminen on osoittautunut toistaiseksi kannattamattomaksi: Mäntyranan (1) esimerkissä on ollut soveltamiskohteena pilarilaatasto, ja vaikka kuitubetonin leikkauskestävyys onkin ylivertainen normaaliin betoniin nähden, ovat Akilleen kantapääksi osoittautuneet suuret tukimomentit eli laatan yläpintaan kohdistuvat taivutusvetojännitykset. Kuitubetonirakenteet vaativat aina jatkuvan sortumisen estävän onnettomuusraudoituksen (APC), mitä saa hyödyntää momenttikapasiteetin mitoituksessa (7), ja siitä johtuen laatan momenttikapasiteetti ei olekaan isotrooppinen.

Olisikin todennäköisesti hyödyllisempää pyrkiä soveltamaan kuitubetonilaattaa kohteissa joissa tukimomentti on pienempi kuin kenttämomentti, tai vaihtoehtoisesti välttää rakenteellisin ratkaisuin tyystin tukimomentin muodostumiselta. Käytännössä tämä rajaisi soveltamiskohteista pois pilarilaatastot (tai niissä pitäisi käyttää hybridi-raudoitusta), ja soveltuvimpia kohteita olisi todennäköisesti maltillisten jännevälien pienkerrostalojen sekä monikerroksiset rivi- ja omakotitalojen holvit, mutta myös perustukset ja seinät. Pientaloissa olisi mahdollista hyödyntää vieläpä kuitubetonilaatan ohentamisesta koituvia säästöjä, kun välipohja ei olisi huoneistojen välinen ja siten laatan paksuudesta voidaan tinkiä.

Suurimpina esteinä kuitubetonin käyttämiselle kantavissa rakenteissa ovat tällä hetkellä kansallisten mitoitusohjeiden puute sekä menetelmän huono tunnettuus, jotka molemmat ovat johtaneet (tai olleet syynä) siihen että Suomesta ei löydy suunnittelijoita kuitubetonirakenteille. Maanvaraisissa rakenteissa kuitubetonin käyttö on Suomessa otettu vastaan laajasti ja sen edut ovat olleet kiistattomat niin ominaisuuksien kuin kustannussäästöjen perusteella arvioituina (16). Osatekijä tähän lienee se että lattioiden mitoitukseen on olemassa betonitoimittajilla hyvät työkalut (mitoitusohjelmat, laskutaulukot) ja siten lattioiden suunnittelukynnys on todella matala (10).

Eniten työn osalta jäi harmittamaan että kuitubetonin jäännöstäivutusvetolujuuden määrittäminen laskemalla ei onnistunut, ja mitoituksessa jouduttiin tyytymään toissijaiseen vaihtoehtoon eli jättäytymään ulkopuolisen toimijan varaan. Tämä voi olla myös suuntauksena tulevaisuudessa, jolloin suunnittelija ilmoittaa minkä lujuuksista betonia rakenteissa tulee käyttää, sen sijaan että suunnitelmissa ilmoitettaisiin teräskuitumäärä. Vastaavasti toimitaan jo nyt betonin puristuslujuuden suhteen – rakennesuunnitelmissa vain harvoin otetaan kantaa esim. vesi-sementtisuhteeseen tai lisäaineistuksiin – ja suunnittelija lähtökohtaisesti ilmoittaa mitä vaatimuksia massan tulee täyttää ja betonitoimittaja muodostaa reseptinsä sen perusteella. Vastaava käytäntö on käytössä jo saksalaisilla betonitoimittajilla kuitubetoninkin tapauksessa, ja itse asiassa koko kuitubetoninormi on suunniteltu tältä pohjalta. Suunnittelijan näkökulmasta tämä on ehkä hieno asia, mutta rakennuttajan sekä arkkitehdin/pääsuunnittelijan täytyy olla aktiivisesti yhteydessä betonitoimittajiin jotta betonimassan budjetäräinen hinta saataisiin riittävän ajoissa (esisuunnitteluvaiheessa) kustannustehokkaimman rakennustavan valintaa ajatellen.

Rakennuttajien näkökulmasta kuitubetonin käyttö kantavissa rakenteissa ei ole kannattavaa niin kauan kuin joudutaan toimimaan hyvin rajallisten laskentaresurssien varassa. Jotta kuitubetonimitoituksen saatavuus ja hintataso tulisi järkevälle tasolle, täytyisi alan korkeakoulujen ja teollisuuden kehittää koulutusta vastaamaan mahdolliseen tarpeeseen. Toisaalta kouluttaminen ilman asianmukaisia ja kansallisesti hyväksytyjä suunnittelustandardeja on hieman kyseenalaista, mutta standardeissa on paljolti yhteneväisyyksiä ja toisaalta on vahvoja viitteitä siitä että kansallista standardia ei tehdä puhtaalta pöydältä vaan jonkin toisen kansallisen standardin pohjalta (10).

7.2 Itsearviointi

Aihe on ollut tekijälleen mielenkiintoinen, sillä kuitubetonin käytölle on rajatuissa käyttökohteissa merkittävän suuri potentiaali, joskin hieman turhauttamista on aiheutunut luotettavan ja objektiivisen tiedon saanti sekä laskennan epämääräisyydet.

Työssä pyrittiin yhdistämään mahdollisimman kokonaisvaltaisesti eri suunnittelualojen soveltamista, alkaen pohjakuvista rakennesuunnitteluun, edeten työmäärien ja aikataulutuksen kautta tuotannollisuuden sekä taloudellisuuden arviointiin asti. Etenkin tämän tyyppisen keskisuuren rakennustuotannon kustannusrakenteen ja tuloksellisuus-

den arviointi oli mielenkiintoinen ja opettavainen osuus, ja toivoisin että vastaavaa kokonaisarviointia olisi opetettu enemmän syventävänä osana tutkintoon kuuluvaa koulutusta.

Toivon että lukijalle jää tästä työstä mieleen ainakin se, että tuotantomenetelmiä ei voi vertailla yksistään rakentamiskustannusten perusteella. Vanha sanonta ”*aika on rahaa*” tuli osoitetuksi toteen tälläkin kertaa, mutta ennen kaikkea kannattaa kiinnittää huomio siihen kuinka karkeillakin laskelmilla voidaan osoittaa kustannushyötyjen kasvun progressiivinen luonne suhteessa läpimenoajan nopeuttamiseen. Tuotannon nopeuttamisen pitäisi olla rakennuttajien tuotekehitystä, eikä silloin ole aina perusteltua *tehdä niin kuin on ennekin tehty*.

Edelleen toivon etten johtopäätöksineni motivoisi ketään yltiöpäisiin kiirehtimisiin, johtaen rakennusvirheisiin tai laiminlyönteihin, vaan pikemminkin optimoimaan tuotannollisuutta sekä valitsemaan sellaisia rakennustapoja joissa työmaavaihe jää luonnostaan lyhemmäksi. Tässä mielessä kuitubetonin käyttö on täysin turvallista, koska siinä korvataan työtä ja tuotantoaika hieman käyttämällä hieman kalliimpaa raudoitusmenetelmää, vaikuttamatta millään negatiivisella tavalla valmiin rakennusosan muihin ominaisuuksiin (mm. kuivumisaika, käytettävyys, ominaisuudet).

7.3 Jatkokehitysideat

Kuitubetonilaatan taivutuskapasiteetti on melko helppo ja yksinkertainen ratkaista jos kuitubetonin käyttäytyminen tunnettaisiin paremmin, ja etenkin jos sen käyttäytymisen osattaisiin ennustaa laskennallisesti paremmin ja tarkemmin. Koekappaleiden pienestä koosta johtuen niiden sisäinen hajonta kuitujen orientaatioissa ja homogeenisuudessa voi vaihdella suuresti, ja tästä johtuen lujuusparametrit ovat (toki perustellusti) varmallalla puolella, johtaen epätaloudellisiin mitoituksiin ja siten hidastaen kuitubetonin käytön yleistymistä. Esimerkiksi saksalaiset käyttävät laskelmissaan kertoimia, jotka huomioivat koon, korottaen vetolujuuden arvoja 1,00...1,70-kertaisiksi. (1)

Laskentapohjien ja -sovellusten kehittäminen edesauttaisi betonirakenteiden suunnittelijoiden toimintaedellytyksiä, mutta myös suomenkielisen oppimateriaalin koostaminen on avainasemassa osaajien kouluttamiseksi. Tähän on kuitenkin merkittävänä hidasteena se, että Suomessa ei ole kansallista standardia kuitubetonin mitoittamiseksi,

mutta Ruotsin standardin (3) käyttäminen näyttäisi olevan toistaiseksi paras vaihtoehto jos kansallinen standardi tulee mitä todennäköisimmin pohjautumaan siihen (10).

Kymenlaakson ammattikorkeakoulun betonilaboratoriolla on Suomen mittakaavassa merkittävää osaamista, laitteistoa ja perinteitä sekä akkreditoitu ympäristö, jotka mahdollistaisivat aihealueen tutkimisen ja standardin (17) mukaisten koekappaleiden testaamisen. Tästä eturintamassa olosta voisi olla merkittävää etua yhteisölle niin taloudellisesti kuin myös status-mielessä.

Betonirakenteiden suunnittelun opetussisällössä olisi hyödyllistä käsitellä kuitubetonin ominaisuuksia sekä staattista toimintaa, ennakoiden mahdollista kuitubetonin käytön lisääntymistä. Jo nyt maanvaraisia laattoja tehdään paljon kuitubetonilla, ja vaikka niihin mitoitus saadaan usein betonitoimittajilta, olisi mielestäni tärkeää että suunnittelusta tai työstä vastuussa olevat rakennusinsinöörit tuntisivat edes periaatetasolla kuinka teräskuitubetoni toimii ja mikä sen mitoituksessa ja koostumuksessa on oleellista. Niin ikään muovikuitujen vaikutus betonin ominaisuuksiin olisi myös hyödyllistä tietää, vaikkei niillä yleensä voidakaan vaikuttaa betonin lujuuteen ja staattiseen toimintaan.

LÄHTEET

1. Mäntyranta, M. 2013. Kantavien teräskuitubetonirakenteiden mitoitus. Diplomityö. Tampereen teknillinen yliopisto.
2. Sandberg, D & Wesley, C. 2014. Granskning av svensk standard för dimensionering av stålfiberbetongkonstruktioner. Jämförelse av plattor enligt SS 812310 och SS-EN 1992. Byggnadstekniska Byrån AB, BTB.
3. SS 812310:2014. Fiberbetong - Dimensionering av Fiberbetongkonstruktioner.
4. SFS-EN 1992-1-1+AC:2005. Eurokoodi 2: betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt.
5. Kalve, H. 2013. Betonirakenteiden peruskurssi. Luentomoniste 2013. Kymenlaakson ammattikorkeakoulu.
6. Lumme, P. 2008. Kuitubetonien käyttö lisääntyy rakenteissa – jopa kantavissa rakenteissa. *Betoni* 3/2008 s. 72-77.
7. Mandl, J. 2014. Teräskuitubetonin käyttäminen kantavissa rakenteissa, toim. Matsinen, M. *Betoni* 1/2014 s. 60-69
8. SFS-EN 12350-3:2009. Tuoreen betonin testaus. Osa 3: Vebe.
9. DAfStb-guideline “Stahlfaserbeton” 03/2010 amendments and modifications to DIN 1045 and DIN EN 206-1
10. Matsinen, M. 2014. Toimitusjohtaja Piimat Oy, hallituksen puheenjohtaja Suomen Betonilattiayhdistys (BLY) ry. Haastattelu ja kirjeenvaihto joulukuu 2014.
11. SFS- EN 14845-2:2006. Test methods for fiber in concrete - Part 2: effect on concrete.
12. SeverstalMetiz: Hendix Prime 75/52. Declaration of Performance (EN 14889-1)

13. SFS-EN 1990+A1+AC:2006. Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet.
14. Lindberg, R, Koskenvesa, A. & Sahlstedt, S 2012. Aikataulukirja 2013. 12., uudistettu painos. Helsinki: Rakennustieto Oy.
15. Betoniteollisuus ry. 2014. Massiivilaatat. Saatavissa: <http://www.elementtisuunnittelu.fi/fi/runkorakenteet/laatat/massiivilaatat> [viitattu 14.12.2014]
16. Skyttä, E. 2014. raskaasti kuormitetun maanvaraisen betonilattiarakenteen toteutusvaihtoehdot. Opinnäytetyö. Kymenlaakson ammattikorkeakoulu.
17. EN 14651:2005+A1:2007. Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)

ENNAKKOMARKKINOINTI

As Oy
Mikkelin

VÄINÖ



Uutta Mikkelissä

kohtuuhintaisia, pieniä keskustakoteja

As Oy Mikkelin VÄINÖ

As Oy Mikkelin Väinö valmistuu Nuijamiehen arvostettuun kaupunginosaan, vain puolen kilometrin matkan päähän Mikkelin ydinkeskustasta ja maineikkaasta torista.

Väinön kahteen pienkerrostaloon rakennettavat 18 asuinhuoneistoa tarjoavat toimivia ja näppäriä citykoteja omaan tai sijoituskäyttöön.

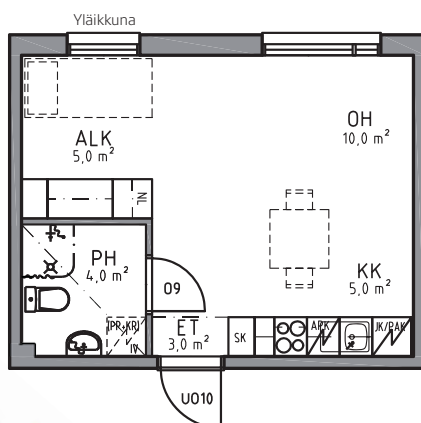
Tehokkaita neliöitä

Valittavanasasi on yksiöitä sekä pieniä kaksioita, saunalla tai ilman. Oivaltavien pohjaratkaisujen ansiosta saat tulevan asuntosi jokaisen neliön hyötykäyttöön. Tilaa säästyy myös miellyttävän lattialämmityksen ansiosta, kun patterit eivät vie tilaa sisustukselta.

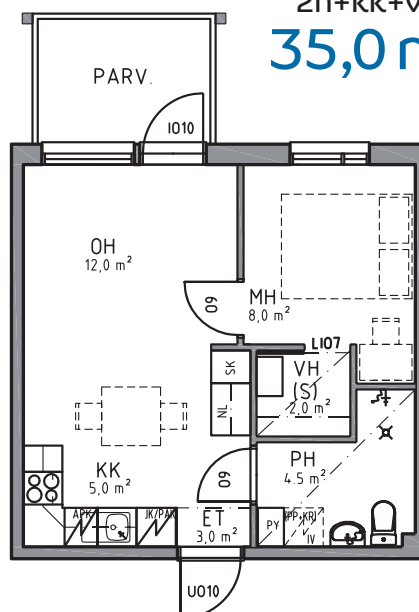
Loistava sijoitus

Pieni kaupunkiasunto keskustassa on aina loistava sijoitus, ja Väinön keskeinen sijainti turvaa asuntosi arvon säilymisen myös tulevaisuudessa. Nyt pääset alkuun pienellä pääomalla – maksat vain asunnon myyntihinnan, olemme neuvotelleet valmiiksi yhtiölainan, johon et tarvitse muita vakuuksia. Väinöstä oma ja uusi koti tai sijoitusasunto 39 750 - 53 300 eurolla ilman remonttihuolia.

1h+kk+alk
27,5 m²



2h+kk+vh
35,0 m²



Uutta Mikkeliissä

kohtuuhintaisia, pieniä keskustakoteja

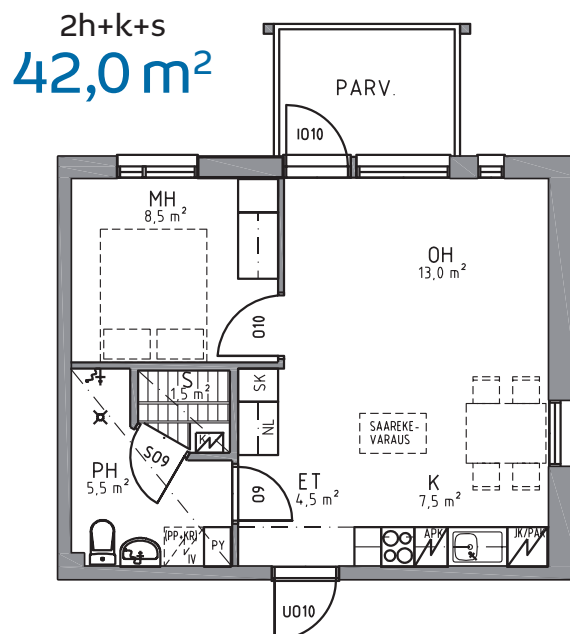
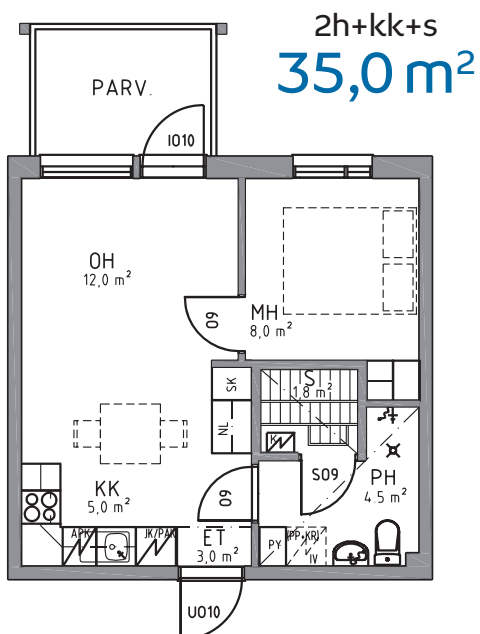
Erinomainen sijainti

Nyt sinulla on mahdollisuus hankkia pieni ja viihtyisä, omalle tontille rakennettava keskusta-koti loistavalta paikalta. Palvelut ovat helposti saavutettavissasi ja uuden kotisi läheisyydestä löytyvät mm. ammattikorkeakoulu, ammatti-opisto, yliopistokeskus sekä hyvät harrastusmahdollisuudet.

Yksilöllinen ilme kodillesi

Yhteistyökumppanimme sisustussuunnittelija Minna Häkkinen Studio m3:sta auttaa sinua luomaan uudelle kodillesi oman yksilöllisen tunnelman. Tarjoamme asiantuntijapalvelun käyttöösi veloittuksetta.

Arvioitu valmistuminen joulukuussa 2015.





Taiteilijan näkemys

AS OY MIKKELIN VÄINÖ

Alustava rakennustapaselostus

Rakenteet

Rakennukset perustetaan rakennesuunnitelmien mukaan teräsbetonian-turoiden varaan. Perusmuurit ovat teräsbetonia ja/tai slammattua kevyt-soraharkkoa. Rakennusten ala- ja välipohja on betonia. Huoneistojen väliset seinät ovat betonirakenteisia. Puurunkoiset ulkoseinät ovat sisäpuolelta verhottu kipsilevyllä ja ulkopuolelta ulkoverhouspaneelilla. Rakennusten yläpohjien kantavana rakenteena ovat tehdasvalmisteiset puuristikot. Vesi-katteena on tiilikate. Huoneiden väliseinät ovat kipsilevyväliseiniä. Ulko-portaat ovat betonirakenteiset ja askelmat ovat pesubetonia. Parvekkeiden lattiat ovat betonia ja kaiteet ovat lasitettuja. Parvekkeilla on parvekelasitus.

Ikkunat ja ovet

Ikkunat ovat kolminkertaisia puu-alumiini-ikkunoita ja parvekkeiden ovet ovat yksilehtisiä ikkunaovia, joiden ulkopuite ja karmien uloin pinta ovat alumiinia. Asuntojen huoneisto-ovet ovat vaatimusten mukaisia puuvia. Asuntojen sisäovet ovat huullettuja valkoisia laakaovia. Löylyhuoneessa on kokolasinen turvalasiovi. Talojen sisäänkäyntiovet ovat metallirunkoisia lämpökatkoprofiilisiä lasiovia.

Kalusteet ja varusteet

Kaikkien kiintokalusteiden ovet ovat melamiinipintaisia (esim. Topi-keittiöt/Luoto-ovimallisto). Keittiössä on jätteiden lajittelua helpottava jäte-vaunukaappi. Pesuhuoneen pesuaitaiden yhteydessä on allaskaappi ja peilikaappi. Asuinhuoneiden ikkunat varustetaan verhotangoin. Eteistilän yhteydessä on naulakkokomero ja siivouskomero.

Laitteet ja koneet

Keittiöissä on keraaminen uuniliesi, astianpesukone, liesikupu, kylmä-laitteena jääkaappi-pakastinkaappi ja tilavaraus mikroaaltouunille. Kodin-koneet ovat valkoisia. Pesuhuoneessa on tilavaraus pyykinpesukoneelle ja kuivausrummulle. Löylyhuoneissa on sähkökiuas.

Seinäpinnotteet

Huoneiden seinät maalataan valkeaan sävyyn. Keittiöissä laatoitetaan keraamisilla laatoilla ylä- ja alakaappien välinen seinä. Pesuhuoneiden seinät laatoitetaan kokonaan. Löylyhuoneiden seinät verhoillaan paneelilla.

MYynti:



www.valiokiinteistot.fi

Soita!

Jouni Nuutilainen
Puh. 044 033 8348

Anssi Kaipainen
Puh. 050 598 0860

Kattopinnoitteet

Pesuhuoneiden ja löylyhuoneiden katot paneloidaan. Huoneiston muut sisäkatot ovat yleensä ruiskutasoitettu.

Lattiapinnoitteet

Pesuhuoneen ja löylyhuoneen lattiat laatoitetaan keraamisilla laatoilla. Muut asunnon lattiat pinnat päällystetään laminaatilla. Sisäänkäynti-käytävien lattiat päällystetään muovimatolla.

Talotekniikka

Yhtiö liitetään Mikkelin kaupungin vesi- ja viemäriverkostoon, Etelä-Savon Energia Oy:n sähköverkkoon ja kaukolämpöverkkoon sekä MPY:n valokuituverkkoon (ktv / data). LVI- ja sähkötyöt tehdään erikoissuunnitel-mien mukaan. Jokaisessa huoneistossa on koneellinen lämmönlämmön-otolla varustettu tulo- ja poistoilmanvaihto. Sähkön sekä lämpimän- ja kylmän veden mittaus on huoneistokohtainen. Asunnon kaikissa tiloissa on vesikiertoinen lattialämmitys. Asunnot varustetaan verkkokäyttöisillä palovarottimilla. Jokaisessa asuinhuoneistossa on liittymismahdolli-suus kiinteään valokuituverkkoon; liittymisestä ja kustannuksista vastaa jokainen asukas itse. Asuntojen ja ulko-ovien välillä on ovipuhelinyhteys. Autopaikat varustetaan lämmityspistorasioilla.

Ulkoalueet ja yhteistilat

Paikoitus- ja liikennealueet ovat asfalttipintaisia. Kuivaustelineen alue päällystetään betonilaatoilla, leikkialue on hiekkapintainen. Pihalle asennetaan lipputanko ja leikkialueelle hiekkalaatikko ja penkki. Viheralueet nurmetetaan ja istutukset tehdään erillisen istutussuunnitelman mukaisesti. Ton-tilla rakennusten sokkelien vierustat ja parvekkeiden alustat päällystetään sepeillä. Kiinteistö varustetaan jäteastioin ja jäteastiasuoihin. Kiinteistön yhteistiloja ovat B-talon kellariin rakennettavat tekniset tilat ja varastotila, jossa on asuntokohtaiset säilytyskomerot. Pihalle rakennetaan 20 auto-paikkaa ja erillinen 18-paikkainen polkupyöräkatos. Talojen sisäänkäyntien yhteyteen asennetaan 5-paikkaiset polkupyörätelineet.

Rakennuttaja varaa oikeuden muutostöihin, jotka eivät alenna laatutasoa. Tiedot perustuvat 1.10.2014 tilanteeseen.

Rakennustoimisto Valiotalo Oy

RAKENTAJA:



www.valiotalo.fi

RS-PANKKI:

Suur-Savon OP 

VÄLIPOHJAN MENEKKI-, TYÖ- JA KUSTANNUSLASKELMAT ERI RAKENTAMISTAVOILLA

	Kuitubetoni 240		Kuitubetoni 260		Vetoraudoitettu 260	
Ala	154,1	m ²	154,1	m ²	154,1	m ²
Korkeus	0,24	m	0,26	m	0,26	m
Valutilavuus	37,0	m ³	40,1	m ³	40,1	m ³
Pääteräksset, T10					14,1	kg/m ²
APC-teräksset, T16	1,6	kg/m ²	1,6	kg/m ²		
	247	kg	247	kg	2171	kg
	1,20	€/kg	1,20	€/kg	1,20	€/kg
Hukka	15	%	15	%	20	%
	2,21	€/m²	2,21	€/m²	20,28	€/m²
Teräskuidut	70,0	kg/m ³	70,0	kg/m ³		
	16,8	kg/m ²	18,2	kg/m ²		
	1,30	€/kg	1,40	€/kg		
	21,84	€/m²	25,48	€/m²		
Lisäraud./lattiaämmitys	2	kg/m ²	2	kg/m ²		
	308	kg	308	kg		
	1,20	€/kg	1,20	€/kg		
	2,40	€/m²	2,40	€/m²		
Betonimassa	37,0	m ³	40,1	m ³	40,1	m ³
	135	€/m ³	135	€/m ³	135	€/m ³
	32,4	€/m²	35,1	€/m²	35,1	€/m²
Raudoitustyö, yht	6,88	tth/1000kg	6,88	tth/1000kg	8,97	tth/1000kg
	3,8	tth	3,8	tth	19,5	tth
	40	€/tth	40	€/tth	40	€/tth
	0,99	€/m²	0,99	€/m²	5,05	€/m²
Betonointityö	0,23	tth/m ³	0,23	tth/m ³	0,23	tth/m ³
	8,51	tth	9,22	tth	9,22	tth
	40	€/tth	40	€/tth	40	€/tth
	2,21	€/m²	2,39	€/m²	2,39	€/m²
Nostotyöt	2	h	2	h	3	h
	70	€/h	70	€/h	70	€/h
	0,91	€/m²	0,91	€/m²	1,36	€/m²
Yhteensä:	62,96	€/m²	69,48	€/m²	64,19	€/m²
Kohde YHT.	386,7	m²	386,7	m²	386,7	m²
Teräsmäärä	1392	kg	1392	kg	5447	kg
Työtunnit	9,6	tth	9,6	tth	48,9	tth

	Kuitu (h=240)	Kuitu (h=260)	Tanko (h=260)
Raudoitus	26,45 €	30,09 €	20,28 €
Betonimassa	32,40 €	35,10 €	35,10 €
Työ	4,11 €	4,29 €	8,81 €
YHTEENSÄ	62,96 €	69,48 €	64,19 €

EROTUS:			
	-1,24 €/m ²	5,29 €/m ²	0,00 €/m ²
	-1,9 %	8,2 %	0,0 %
Välipohjan hinta (154m ²)	19403 €	21413 €	19784 €
Erotus	-191 €	815 €	0 €

Raudoitustyö (154m ²)			
	3,8 tth	3,8 tth	19,5 tth
Työmenekki	18 tth/tv	18 tth/tv	18 tth/tv
Työsaavutus	0,2 tv	0,2 tv	1,1 tv

Huoneistoalavaikutus erotus	87 €/hum ² -1,70 €/hum ²	96 €/hum ² 7,27 €/hum ²	88 €/hum ² 0,00 €/hum ²
-----------------------------	---	--	--

	Kuitu (h=240)	Kuitu (h=260)	Tanko (h=260)
Rakentamiskustannukset	19403 €	21413 €	19784 €
Käyttökustannukset	242 €	242 €	1235 €
Rahoituskulut	0 €	0 €	480 €
Yhteensä	19645 €	21656 €	21500 €
Erotus	-1855 €	156 €	0 €

