

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU
Rakennustekniikan koulutusohjelma
Talonrakennustekniikka

Opinnäytetyö

Laura Lakua

**HIRSIRAKENTEISEN PIENTALON RAKENNE- JA
JÄYKISTYSLASKELMAT MAANJÄRISTYSALUEILLA**

Työn ohjaaja
Työn teettäjä
Tampere 2009

DI Raimo Koreasalo
KPM-Engineering Oy, valvojana rak. ins. Heikki Löytty

TAMPEREEN AMMATTIKORKEAKOULU

Rakennustekniikan koulutusohjelma

Talonrakennustekniikka

Lakua, Laura

Pienrakenteisen hirsitalon rakenne- ja jäykistyslaskelmat maanjäristysalueella

Tutkintotyö

48 sivua + 2 liitesivua

Työn ohjaaja

DI Raimo Koreasalo

Työn teettäjä

KPM-Engineering Oy, valvojana rak. ins. Heikki Löytty

Huhtikuu 2009

Hakusanat

maanjäristys, rakennelaskelmat, hirsirakenteet

TIIVISTELMÄ

Maanjäristykset aiheuttavat rakennuksien suunnittelulle erityisiä ehtoja. Rakennesuunnittelussa tulee ottaa huomioon tavallisten kuormitusten lisäksi myös rakennuskohteisiin kohdistuvia maanjäristyksen aiheuttamia vaakavoimia.

Opinnäytetyössä on tarkoitus selvittää yksinkertaisen esimerkkikohteen avulla kuinka hirsirakenteisia pientaloja tulisi suunnitella maanjäristysalueilla.

Aihe opinnäytetyöhön kehittyi työn teettäneen yrityksen tarpeesta saada esimerkkilaskelma rakennesuunnittelun kululle maanjäristysalueilla. Työn haastavuutta lisäsi se, että aiheesta on olemassa hyvin vähän kirjoitettua tietoa.

Työssä on pyritty yksinkertaistamaan rakennesuunnitelmien kulku, kun kyseessä on yksinkertainen omakotitalo-tyyppinen hirsirakenteinen pientalo. Opinnäytetyö pohjautuu yksinkertaisen vastespektrin käyttöön, minkä mukaan esimerkkilaskelma on suoritettu.

Työn tuloksena on saatu aikaan esimerkkilaskelma siitä kuinka pienrakenteisen hirsitalon rakenne- ja jäykistyslaskelmat suoritetaan niin, ettei rakennus kärsisi rakenteellisia vaurioita mahdollisen maanjäristyksen aikana.

TAMPERE POLYTECHNIC

Construction Technology

Building Construction

Lakua, Laura

Structural and stiffening analysis of small log house in seismic areas

Engineering thesis

48 pages + 2 appendices

Thesis Supervisor

M.Sc. Raimo Koreasalo

Commissioning Company

KPM-Engineering Ltd. Supervisor: Heikki Löytty B.Sc.

April 2009

Keywords

earthquake, structural analysis, log house

ABSTRACT

Earthquakes cause specific requirements for designing buildings. In structural designing has to take into consideration lateral forces caused by earthquakes besides all the normal forces.

This engineering thesis determines how to make structural and stiffening analysis of small log house in seismic areas.

This thesis developed from commissioning company's need for this kind of structural analysis in seismic areas. There are only few written books of this subject what made this thesis a bit challenging.

This engineering thesis tries to simplify how structural and stiffening analyses are made for small log house. Thesis is based on the lateral force method of analysis and contains an example calculation of structural analysis in seismic areas.

The calculation is example how to make structural and stiffening analyses so that the buildings structures doesn't break or suffer bigger changes of shapes.

SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

SISÄLLYSLUETTELO	4
LYHENTEET JA MERKKIEN SELITYKSET	5
1 JOHDANTO	6
2 MAANJÄRISTYKSIEN VAIKUTUS RAKENTEISIIN	7
2.1 Seisminen mitoitus	8
2.2 Laskentamenetelmät	10
3 HIRSIRAKENTEIDEN SEISMINEN SUUNNITTELU	11
3.1 Yksinkertainen vastespektrianalyysi	12
3.2 Rakennuksen ominaisperiodi	14
3.3 Rakennuksen seisminen paino	14
3.4 Paikalliset olosuhteet	15
3.4.1 Maapohjaluokat	15
3.4.2 Kimmoisen suunnitteluspektrin parametrit	16
3.5 Kimmoinen vaste- ja suunnitteluspektri	17
3.5.1 Vähennyskerroin	19
3.5.2 Maapohjan huippukiihtyvyyssarvo	20
3.6 Kuormituksen suunnitteluarvo	22
4 ESIMERKKILASKELMA	23
4.1 Kohteen lähtötiedot	23
4.2 Laskentamenetelmän valinta	24
4.3 Mitoittava kuormitus	25
4.3.1 Tuulikuorma	25
4.3.2 Maanjäristyskuorma	26
4.3.3 Vertailu	29
4.4 Rakennusosien seismiset painot	29
4.5 Rakenteiden seismiset kuormat	33
4.6 Rakenteiden mitoitus	36
5 TULOKSET	45
6 YHTEENVETO	47
LÄHDELUETTELO	48
LIITTEET	
1. Arkkitehtipiirustus	
2. Rakennepiirustus	

LYHENTEET JA MERKKIEN SELITYKSET

F_b	perusleikkausvoima, kN
G_{kj}	pysyvän kuorman ominaisarvo, kN/m
G_v	hirren tilavuuspaino, kN/m ³
H	rakennuksen korkeus, m
M_s	pinta-aaltojen magnitudi
Q_{li}	muuttuvan kuorman ominaisarvo, kN/m ²
Q_{ki}	hyötykuorman ominaisarvo, kN/m ²
Q_{tuuli}	tuulikuorman resultantti, kN
R_d	leikkauskapasiteetti, kN
S	maaparametri
$S_d(T_0)$	kimmoisen suunnitteluspektrin parametri
$S_e(T_0)$	kimmoisen vastespektrin parametri
T_0	puurakennuksen ominaisperiodi, s
T_b	aikaparametri
T_c	aikaparametri
T_d	aikaparametri
$V_{s,30}$	leikkausaallon nopeus, m/s
W	rakennuksen seisminen paino, kN
W_d	kuormituksen suunnitteluarvo, kN
a_g	maan kiihtyvyysarvo, g
a_{gR}	maan huippukiihtyvyysarvo, g
b	hirren vaakahalkaisija
q	vähennyskerroin
Ψ_{li}	yhdistelykerroin
Ψ_{Ei}	hyötykuorman yhdistelmäkerroin
β	alentava rajatekijä
γ	tärkeyskerroin
φ	ominaiskerroin
η	vaimennuskorjauskerroin

Luettelosta mahdollisesti puuttuvien lyhenteiden ja merkkien selitykset löytyvät tekstin yhteydestä.

1 JOHDANTO

Opinnäytetyö sai alkunsa ohjatun harjoittelun päätteeksi KPM-Engineering Oy -nimisessä suunnittelutoimistossa Tampereella kesällä 2006. Muun muassa puu- ja hirsirakenteita suunnittelevalle yritykselle löytyi tarve selvittää maanjäristyksen aiheuttamia lisäkuormituksia ja rakennelaskelmien kulkua maanjäristysalueilla. Opinnäytetyön aiheeksi muodostuikin esimerkkilaskelman laatiminen pienrakenteisen hirsitalon rakennesuunnittelulle maanjäristysalueella.

Aluksi tulee selvittää maanjäristyksen aiheuttamat lisäkuormitukset ja niiden aiheuttamat mahdolliset muodonmuutokset. Aiheeseen liittyvää tietoa löytyy muun muassa FMC Akatemian rehtorilta Markku Heinisuoilta. Aiheesta on olemassa myös toinen tutkintotyö Jyväskylän ammattikorkeakoulusta, joka toimi hyvänä lähteenä.

Opinnäytetyön aiheena on siis laatia esimerkkilaskelma yksikerroksisen vintti-varauksellisen hirsirakenteisen pientalon rakenne- ja jäykistyslaskelmien kulusta maanjäristysalueella. Kohteen suunnittelussa käytetään pääasiassa eurokoodin (EC) osia 5 ja 8. EC8 käsittelee rakenteiden mitoitusta ja kuormien määrittystä maanjäristysalueilla, ja sen avulla saadaan määriteltyä rakenteisiin vaikuttavat seismiset kuormat. Varsinainen mitoitus suoritetaan puurakenteiden suunnitteluohjeen, EC5:n mukaisesti. Työn tuloksena saadun esimerkkilaskelman on tarkoitus toimia ohjeellisena laskelmana KPM-Engineering Oy:n hirsirakenteiden suunnittelijoilla.

Kohde-esimerkkinä opinnäytetyössä käytetään vuonna 2006 toteutunutta Mammuttahirren omakotitaloa. Kyseinen kohde valittiin esimerkiksi sen hirsirakenteille tyypillisen pohjasymmetrian ja mahdollisen kaksikerroksisuutensa takia.

2 MAANJÄRISTYKSIEN VAIKUTUS RAKENTEISIIN

Maanjäristyksen aiheuttamat tuhot näkyvät parhaiten ihmisen luomissa rakennelmissa, kuten rakennuksissa, silloissa ja teissä. Tuhojen suuruudet riippuvat rakenteen materiaaleista sekä rakennustavasta. /8./

Maanjäristyksen seurauksena liikkuva maa aiheuttaa rakennukseen muodonmuutoksia ja sen rakennesein kohdistuu hitausvoimia. Mikäli rakenteet on tehty jäykistä ja hauraista materiaaleista, ei niiden voida olettaa kestävän sivuttaisia siirtymiä murtumatta. Teräsbetonirakenteet ovat hyvä esimerkki jäykistä ja hauraista rakenteista (kuva 1). Kestääkseen maanjäristyksen aiheuttamia siirtymiä murtumatta, tulisi rakenteen materiaalin olla sitkeää ja sen tulisi sisältää sitkeitä liitoksia. /1, s. 8./



Kuva 1 Maanjäristyksen tuhoama koulurakennus Kiinassa /8/.

Esimerkkinä sitkeistä rakenteista toimivat puurakenteet. Puurakenteiden plastiset ominaisuudet sekä suuri puristuslujuuden kesto tekevät puurakenteista kestäviä rakenteita maanjäristysalueilla (kuva 2). Puun poikkisyyn suuntaisia veto-

rasituksia tulee kuitenkin välttää suunnitelmissa niiden haurauden vuoksi. /1, s. 8 - 9./



Kuva 2 Maanjäristyksen tuhoista selviytynyt puurakenteinen omakotitalo San Franciscossa vuonna 1989 /9/.

2.1 Seisminen mitoitus

Koska maanjäristysten voimakkuutta ja kestoja on erittäin vaikeaa ennustaa tarkkaan, käytetään niin normaalissa rakennesuunnittelussa kuin seismisessä suunnittelussakin peruslähtökohtina rakennuksen turvallisuuden, käyttökelpoisuuden ja taloudellisuuden saavuttamista. Seismisen suunnittelun lähtökohtina toimivat seuraavat kaksi päävaatimusta, jotka on määritelty eurokoodin osassa 8:

- Sortumattomuus vaatimus: rakennus tulee suunnitella ja rakentaa siten, että se kestää onnettomuusmaanjäristyksen ilman paikallista tai täydellistä sortumaa näin ollen säilyttäen rakenteellisen ehjyytensä ja kuormien kantavuuskykynsä.

- Tuhojen rajoitus vaatimus: rakennus tulee suunnitella ja rakentaa siten, että se kestää käyttömaanjäristyksen ilman vakavia ja rakennuksen käyttöä estäviä muodonmuutoksia. /3, s. 14; 4, s. 6./

Mitoitettaessa rakennusta onnettomuusmaanjäristykselle, käytetään murtorajatila mitoitususta. Rakenteet ovat täten mitoitettu siten, että mitoitusarvojen ylittyessä rakenne voi sortua tai vaurioitua niin, että ihmisten turvallisuus voi olla vaarassa. Käyttömaanjäristyksen varalle mitoitettaessa käytetään puolestaan käyttörajatila mitoitususta. Tällöin rakenteet ovat mitoitettu siten, että mitoitusarvojen ylityessä rakenteille asetetut käyttövaatimukset eivät enää täyty, mutta rakenne ei aiheuta vielä vaaraa ihmisille. /3, s. 15; 4, s. 7./

Rakennuksen kuormitus maanjäristyksen aikana muodostuu maaperän liikkeestä, rakenteiden ja kiinteiden kalusteiden omasta painosta sekä erilaisista hyötykuormista ja luonnon kuormista. Hyötykuormia voidaan pienentää hieman normaaliin mitoitukseen nähden, kun taas suuret lumikuormat on huomioitava kokonaan. Koska tuuli- ja maanjäristyskuormien yhtäaikaaisuutta pidetään hyvin epätodennäköisenä, ei niitä oteta suunnittelussa samanaikaisesti huomioon. /5, s. 46 - 47./

Maanjäristyksen aiheuttama maan värähtely aiheuttaa rakenteisiin sekä vaakasetä pystysuuntaisia kuormituksia. Seismisessä suunnittelussa tarkastellaan ensisijaisesti vain kahdessa suunnassa tapahtuvien vaakakuormien vaikutuksia käyttäen staattisten korvausvoimien menetelmää. Pystysuuntaiset kuormitukset voidaan sivuuttaa erikoistapauksia lukuun ottamatta, koska niiden kiihtyvyys on yleensä vain noin kolmasosan vaakakuormien kiihtyvyydestä. Pystysuuntaisten kuormitusten huomioon jättämisestä tukee myös se, että rakennus mitoitetaan normaalisti suurille pystysuuntaisille kuormille, kuten lumi- ja hyötykuormat. On epätodennäköistä, että kaikki tavanomaisen mitoituksen hyötykuormat vaikuttaisivat rakenteisiin yhtä aikaisesti maanjäristyksen sattuessa. /5, s. 16, 46 – 47, 55./

Vapaasti tuetut ulokemaiset rakenteet sekä esijännitetyt rakenteet ovat sellaisia erikoistapauksia, joiden mitoituksessa ja kiinnityksien suunnittelussa tulisi ottaa huomioon myös maanjäristyksestä aiheutuvat pystysuuntaiset kuormitukset. /5, s. 46./

Rakenteen kuormituksen määrittämiseen vaikuttaa rakenteen massan jakautuminen. Mikäli käytössä on tietokonepohjaisia laskentamenetelmiä, voidaan olettaa massan keskittyneen tiettyihin pisteisiin, jolloin puhutaan monivapausasteisesta rakenteesta. Mitoitettaessa rakenteita ilman apuvälineitä, on rakenteen massa helpompi olettaa jakaantuneeksi, jolloin puhutaan yksivapausasteisesta rakenteesta. Tällöin rakenteen massa on yksi pistemäinen kuorma, joka liikkuu yhdessä suunnassa. /5, s. 26 - 27./

2.2 Laskentamenetelmät

Seismisen suunnittelun ja mitoituksen laskemiseen on olemassa erilaisia laskenta- eli analyysimenetelmiä. Tällaisia menetelmiä ovat:

- yksinkertainen vastespektrianalyysi
- moodivastespektrianalyysi
- tehospektrianalyysi
- suora aikaintegrointianalyysi
- taajuustasoanalyysi. /1, s. 17./

Edellä mainituista laskentamenetelmistä yksinkertainen vastespektrianalyysi on ainoa jota voidaan soveltaa mitoitettaessa rakenteita maanjäristyksille ilman erillisiä tietokoneohjelmia. Loput analyysimenetelmät vaativat tuekseen dynamiikan laskentarutiineja sisältäviä elementtimenetelmäohjelmistoja. /1, s. 17./

3 HIRSIRAKENTEIDEN SEISMINEN SUUNNITTELU

Yleisesti ottaen puurakenteita pidetään kestävinä rakenteina puhuttaessa maanjäristyksiä sietävistä rakenteista ja seismisestä suunnittelusta. Maanjäristyksen sattuessa puurakenteiset talot selviävät plastisten ominaisuuksiensa ansiosta useammin sortumatta kuin esimerkiksi kivitalot. /1, s. 3./

Vankan peruskallion ansiosta varsinaiset maanjäristykset ovat hyvin harvinaisia Suomessa ja Pohjoismaissa, Islantia lukuun ottamatta. Mutta siirryttäessä Suomesta lähes minne ilmansuuntaan tahansa vastaan tulevat mannerlaattojen rajapinnat, joissa maanjäristykset ja niiden aiheuttamat tuhot ovat todellisia (kuva 3). Näillä alueilla on otettava huomioon maanjäristysten tuomat lisäkuormat mitoitettaessa asuinrakennusten rakenteita ja niiden liitoksia. /1, s. 8./



Kuva 3 Mannerlaattojen rajat /7/

Hirsirakenteet eivät juuri eroa puurakenteista seismisessä suunnittelussa. Suurin ero tulee esiin tarkasteltaessa jäykistystä. Hirsirakenteinen seinä toimii itsestään

jäykisteenä eikä täten tarvitse erillistä levyjäykistystä kestääkseen sivusuuntaisia kuormituksia. Jäykistys toteutetaan sitomalla hirret erilaisilla tapeilla ja pulteilla kiinni toisiinsa. /3, s. 10/

Yleensä seismisessä suunnittelussa käytetään apuna erilaisia tietokoneella suoritettavia laskenta- ja elementtiohjelmaa, jotta pystyttäisiin ottamaan huomioon kaikki seismisen suunnittelun osa-alueet. Samoja rakenteita on kuitenkin mahdollista laskea myös käsin yksinkertaistamalla laskentakaavoja ymmärrettävämpään muotoon. /1, s. 17./

Puu- ja hirsirakenteiden seisminen suunnittelu ei juuri eroa vakaat pohjaolosuhteet omaavien puurakenteiden suunnittelusta. Seismistä suunnittelua voisi verrata normaalin suunnittelun vaakakuormien mitoitukseen, esimerkiksi tuulikuorman. Erona näillä on se, että seismisessä suunnittelussa kuormat kohdistuvat massoihin alojen sijaan, kuten välipohjiin. Tämän vuoksi on kiinnitettävä erityistä huomiota rakenneosien liitoksiin, seinien jäykistykseen ja ankkurointeihin. /1, s. 25./

Hirsirakenteille on olemassa Japanin rakennusministeriön laatimia yleisiä teknisiä vaatimuksia koskien muun muassa rakennuksen korkeutta, pinta-alaa ja kantavien seinien sijaintia. Nämä vaatimukset ovat samankaltaisia muillakin seismisillä alueilla, mutta rakenteisiin liittyvät vaatimukset ja ehdot tulee selvittää aina tapauskohtaisesti alueen paikallisilta viranomaisilta. /3, s. 17 - 19./

3.1 Yksinkertainen vastespektrianalyysi

Yksinkertainen vastespektrianalyysi on menetelmä, jota käytetään suunniteltaessa rakenteita seismiselle alueelle ja joka soveltuu käsin laskettavaksi. Jotta kyseistä analyysimenetelmää voitaisiin käyttää puurakenteisiin, tulee niiden täyttää puurakenteille asetetut ehdot, koskien puurakennuksen säännöllisyyttä ja värähtelyperiodia. /1, s. 17 – 18./

Hirsirakennukset täyttävät useimmiten niille asetetut säännöllisyydet. Rakennuksille on määrätty seuraavia säännöllisysehtoja:

- Rakennuksen vaakasuuntainen jäykkyys ja massajakauma ovat tasaisia molempien sivujen suhteen.
- Rakennuksen pohjaratkaisu on lähes symmetrinen molemmissa pääsuunnissa eikä sisällä L-, C-, H-, I- tai X-muotoja.
- Rakennuksen pystysuuntaiset kuormat ovat jakautuneet mahdollisimman tasaisesti.
- Rakenteen sekä perustuksen ja rungon liitoskohdan tulee olla jatkuvia ylös saakka.
- Välipohjarakenteen tulee olla tarpeeksi jäykkä suhteessa pystysuuntaisiin jäykistäviin rakenteisiin.
- Välipohjan painojakauma sekä jäykkyys ovat samansuuruisia.
- Välipohjien mahdollinen vaakasiirtymä ei saa ylittää 20 %:a keskimääräisestä kerrossiirtymästä.
- Rakenteiden eri osat on sidottava kunnolla yhteen.
- Rakennuksen pohjasymmetrian säilyessä sallitaan 20 %:n sisennyksiä edellisestä kerroksesta.
- Mikäli rakennuksessa on vain yksi sisennys talon alimmassa 15 %:n osassa, ei se saa ylittää 50 %:a ylemmästä kerroksesta. /4, s. 25–26./

Rakennukselle lasketaan molempiin pääsuuntiin vaikuttava maanjäristyskuorma eli perusleikkausvoima F_b . /1, s. 18./

$$F_b = S_e(T_0) \cdot \frac{W}{q} \quad \text{tai} \quad (1a)$$

$$= S_d(T_0) \cdot W \quad (1b)$$

joissa T_0 = rakennuksen ominaisperiodi
 W = rakennuksen seisminen paino
 q = vähennyskerroin

$S_e(T_0)$ = kimmoisen vastespektrin parametri

$S_d(T_0)$ = kimmoisen suunnitteluspektrin parametri

3.2 Rakennuksen ominaisperiodi

Rakennuksille pitää määrittää värähtelytaajuuden ominaisperiodi, T_0 , jotta voitaisiin muodostaa suunnitteluvastespektrin laskentayhtälö. Hirsirakenteille ominaisperiodi lasketaan kaavalla 2, jossa rakennuksen korkeus on annettu metreinä ja rakennuksen ominaisperiodin yksikkö on sekunti. /1, s. 19./

$$T_0 = 0,05 \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (2)$$

jossa T_0 = rakennuksen ominaisperiodi
 H = rakennuksen korkeus

Kaavaa 2 voidaan käyttää silloin kun rakennuksen korkeus on enintään 40 metriä. Rakenteen ominaisperiodin on myös täytettävä kaavan 3 ehdot, jotta sitä voidaan käyttää yksinkertaisessa vastespektrianalyysissä. /3, s. 25; 4, s. 32./

$$T_0 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0s \end{cases} \quad (3)$$

jossa T_c = aikaparametri (taulukko 1 tai 2 sivulla 17)

3.3 Rakennuksen seisminen paino

Rakennuksen seisminen paino muodostuu rakennuksen pystykuormista. Näitä kuormia ovat rakenteiden ja kiinteiden kalusteiden omat painot sekä erilaiset hyöty- ja luontokuormat. Seismistä painoa tarvitaan määritettäessä rakennuksen

perusleikkausvoimaa F_b (kaavat 1a ja 1b). Rakennuksen seisminen paino W lasketaan kaavalla 4. /1, s. 23./

$$W = \sum G_{kj} + \sum \Psi_{Ei} Q_{ki} \quad (4)$$

jossa G_{kj} = pysyvän kuorman ominaisarvo

$\Psi_{Ei} Q_{ki}$ = todennäköinen hyötykuorman arvo maanjäristyksessä

Todennäköisen hyötykuorman yhdistelmäkerroin Ψ_{Ei} lasketaan kaavalla 5. /4, s. 28 - 29./

$$\Psi_{Ei} = \varphi \cdot \Psi_{2i} \quad (5)$$

jossa Ψ_{2i} = pitkäaikaisarvo: 0,3 hyötykuormalle tai 0,2 lumikuormalle

φ = ominaiskerroin, asuinrakennuksille:

1,0 katolle tai varastokuormille, 0,8 kerroksille joissa eri kerroskuormilla on korrelaatioita ja 0,5 muille paitsi ylimmälle kerrokselle

3.4 Paikalliset olosuhteet

Jotta seisminen suunnittelu voidaan toteuttaa, pitää määritellä paikalliset olosuhteet. Ennen mitoituksen aloitusta tulee tietää rakennuspaikan sijainti, alueen seisminen aktiivisuus sekä maapohjan rakenne ja ominaisuudet sekä mahdollisen maanjäristyksen voimakkuus rakennuspaikalla. /3, s. 13; 5, s. 48./

3.4.1 Maapohjaluokat

Suunnittelussa tarvittavat viisi maapohjaluokkaa A, B, C, D ja E määräytyvät maaperäolosuhteiden mukaan seuraavasti:

- Maapohjaluokka A: Kallio tai muu geologinen muodostuma, jossa leikkausaallon (S-aalto) nopeus $V_{s, 30}$ -arvo on vähintään 800 m/s. Pinnalla saa olla korkeintaan 5 m heikompaa ainesta.
- Maapohjaluokka B: Tiiviistä hiekasta, sorasta tai ylikonsolidoituneesta savesta muodostunut kerrostuma, jonka paksuus on useita kymmeniä metrejä (vähintään 10 m) ja jonka mekaaniset ominaisuudet paranevat syvemmälle mentäessä. $V_{s, 30}$ -arvo 360 - 800 m/s.
- Maapohjaluokka C: Syvät esiintymät ovat tiivistä tai keskitiivistä hiekkaa, soraa tai tiivistä savea. $V_{s, 30}$ -arvo 180 – 360 m/s.
- Maapohjaluokka D: Löysät koheesiottomat maaesiintymät tai pehmeät tai keskitiiviit koheesiomaalajit, joissa saa olla joitakin pehmeitä koheesiokerroksia. $V_{s, 30}$ -arvo alle 180 m/s.
- Maapohjaluokka E: Lietemaapintakerroksesta koostuva maa-aineksen profiili, jossa $V_{s, 30}$ -arvo on sama kuin luokissa C tai D ja paksuus vaihtelee viidestä kahteenkymmeneen metriin, kun alustana on kiinteä pohjamateriaali, jossa $V_{s, 30}$ -arvo on suurempi kuin 800 m/s. /4, s. 11./

Edellä mainittujen viiden maapohjaluokan lisäksi euronormi esittelee kaksi erikoismaapohjaluokkaa, mitkä ovat S_1 ja S_2 . /4, s. 11./

- Maapohjaluokka S_1 : Muodostumat koostuvat tai sisältävät vähintään kymmenen metrin vahvuisia kerroksia savea tai silttiä, joiden plastisuusindeksi ($PI > 40$) ja vesipitoisuus on korkea.
- Maapohjaluokka S_2 : Nestemäisistä maa-aineksista, herkstä savesta tai erilaisista muista maa-aineksista muodostuvat kerrostumat, jotka eivät sisälly luokkiin A – E ja S_1 . /4, s. 11./

3.4.2 Kimmoisen suunnitteluspektrin parametrit

Maapohjaluokkien mukaan saadaan valittua kimmoisen suunnitteluspektrin parametrit T_b , T_c , T_d ja S . Näille parametreille on olemassa kahdet arvot, jotka riippuvat spektrin tyypistä: Tyyppi 1 ja Tyyppi 2. Se kumpaa tyyppiä tulisi kulloin-

kin käyttää, määräytyy maanjäristysvoimakkuuden mukaan. Mikäli pinta-aaltojen magnitudin M_s arvioidaan rakennuspaikalla olevan Richterin asteikolla suurempi kuin 5,5, käytetään vastespektriä Tyyppi 2. Ja vastaavasti magnitudin ollessa alle 5,5, voidaan käyttää vastespektriä Tyyppi 1. /4, s. 13./

Taulukko 1 Kimmoisen suunnitteluspektrin parametrit, Tyyppi 1. /4, s. 15./

Maapohjaluokka	S	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Taulukko 2 Kimmoisen suunnitteluspektrin parametrit, Tyyppi 2. /4, s. 16./

Maapohjaluokka	S	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

3.5 Kimmoinen vaste- ja suunnitteluspektri

Jotta rakennukseen kohdistuva perusleikkausvoima F_b (kaavat 1a ja 1b) voidaan määrittää, pitää selvittää yksinkertaiset vastespektrit, joita ovat kimmoisen vastespektri ja kimmoisen suunnitteluspektri. /3, s. 28./

Hirsirakenteiden kimmoisen ominaisuus mahdollistaa kimmoisen vastespektri-analyysin käytön seismisessä rakennesuunnittelussa. Laskettaessa perusleikkausvoima kaavalla 1a, lasketaan kaavassa tarvittava kimmoisen vastespektrin arvo kaavaryhmällä 6. Useimmiten puurakenteita suunniteltaessa päädytään kaavaan 6b. /1, s. 20./

$$S_e(T_0) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T_0}{T_b} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (6a)$$

jos $0 \leq T_0 \leq T_b$

$$S_e(T_0) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (6b)$$

jos $T_b \leq T_0 \leq T_c$

$$S_e(T_0) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_c}{T_0} \right) \quad (6c)$$

jos $T_c \leq T_0 \leq T_d$

$$S_e(T_0) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T_0^2} \right) \quad (6d)$$

jos $T_d \leq T_0 \leq 4 \text{ s}$

joissa $S_e(T_0)$ = kimmainen vastespektri, riippuvainen rakennuksen ominaisperiodista

a_g = maan kiihtyvyyssarvo

T_0 = rakennuksen ominaisperiodi

T_b , T_c ja T_d = aikaparametreja (taulukko 1 tai 2 sivulla 17)

S = maaparametri (taulukko 1 tai 2 sivulla 17)

η = vaimennuskorjauskerroin, suositusarvo 1,0 (maakohtainen)

Koska hirsirakenteen kyky sietää seismistä kuormitusta on suurempi kuin pelkkä sen kimmainen kapasiteetti, käytetään mitoituksessa useimmiten kimmoista suunnitteluspektriä. Tällöin perusleikkausvoima lasketaan kaavalla 1b. /1, s. 21./

Kimmoisessa suunnitteluspektrissä on huomioitu vähennyskerroin q , jolla saadaan lisäkapasiteettia. Suunnitteluspektri saadaan selvitettyä kaavaryhmällä 7. Samoin kuin kimmoisen vastespektrin tapauksessa, päädytään kimmoisen suunnitteluspektrin tapauksessa puurakenteita suunniteltaessa useimmiten käyttämään kaavaa 7b. /1, s. 21./

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_0}{T_b} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (7a)$$

jos $0 \leq T_0 \leq T_b$

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (7b)$$

jos $T_b \leq T_0 \leq T_c$

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_c}{T_0} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad (7c)$$

jos $T_c \leq T_0 \leq T_d$

$$S_d(T_0) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T_0^2} \right) \geq \beta \cdot a_g \quad (7d)$$

jos $T_d \leq T_0$

joissa $S_d(T_0)$ = kimmainen suunnitteluspektri, riippuvainen rakennuksen ominaisperiodista

a_g = maan kiihtyvyyssarvo

q = vähennyskerroin

T_0 = rakennuksen ominaisperiodi

T_b , T_c ja T_d = aikaparametreja (taulukko 1 tai 2 sivulla 17)

S = maaparametri (taulukko 1 tai 2 sivulla 17)

β = alentava rajatekijä, suositusarvo 0,2 (maakohtainen)

3.5.1 Vähennyskerroin

Jotta kimmoista suunnitteluspektriä voidaan käyttää, pitää selvittää vähennyskerroimen q arvo. Vähennyskerroin on rakenteen sortumisen aiheuttaman maan kiihtyvyyden suhde verrattuna kiihtyvyyteen, jolla saavutetaan kimmoisen ja

plastisen alueen raja. Vähennyskerrointa käytettäessä laskennassa huomioidaan rakenteen plastinen ominaisuus, vaikka rakenne muuten mitoitetaan kimmoisen teorian mukaan. /1, s. 22./

Eurokoodin osassa 8 on annettu erilaisille puurakenteille vähennyskerroimen arvot (taulukko 3). Täysin kimmainen rakenne murtumiseen asti saa vähennyskerroimen arvoksi 1,0. /4, s. 158./

Taulukko 3 Vähennyskerroimen q arvot /4, s. 158/

q	Esimerkkejä rakenteista
1,5	Rakenteet, joissa on energiaa sitovia liitoksia harvassa: palkit, ulokepalkit, kaarirakenteet, ristikkorakenteet, jotka ovat yhdistetty jatkoyhdistimillä.
2,0	Liimatut seinäelementit, joissa on liimatut rungot naula- ja pulttiliitoksin, kehärakenteet vaarna- ja pulttiliitoksilla, sekalaiset puurakenteet, jotka koostuvat puuelementeistä ja eikantavista puuseinistä.
2,5	Rakenteet, joiden kyky hajauttaa energiaa on keskinertainen: staattisesti epämääräiset kehät vaarna- ja pulttiliitoksilla.
3,0	Naulatut seinäelementit, joissa on naulatut rungot vaarna- ja pulttiliitoksin sekä kehärakenteet naulaliitoksin.
4,0	Rakenteet, joiden kyky hajauttaa energiaa on suuri: staattisesti epämääräiset kehät vaarna- ja pulttiliitoksin.
5,0	Naulatut seinäelementit, joissa on naulatut rungot vaarna- ja pulttiliitoksin.

3.5.2 Maapohjan huippukiihtyvyyssarvo

Kansalliset viranomaiset voivat määritellä rajoituksia rakennusten korkeudelle tai muille ominaisuuksille paikallisesta seismisyydestä, tärkeysluokituksesta, maaperäolosuhteista sekä kaupunki- ja ympäristösuunnittelusta riippuen. Alueen seismisyydestä, maanjäristyksen magnitudista sekä maapohjaolosuhteista riip-

puva maan huippukiihtyvyyssarvo a_{gR} kalliolle tai kiinteälle maaperälle saadaan maakohtaisesti kansallisista sovellusasiakirjoista (NAD). /1, s. 16; 3, s. 33./

Kun maapohjan huippukiihtyvyyssarvo kerrotaan tärkeyskerroimella, saadaan maapohjan kiihtyvyyssarvo a_g , jota tarvitaan seismisessä suunnittelussa maanjäristyskuormien määrittämiseen, kaava 8. /1, s. 16/

$$a_g = \gamma \cdot a_{gR} \quad (8)$$

jossa a_g = maapohjan kiihtyvyyssarvo

γ = tärkeyskerroin

a_{gR} = maapohjan huippukiihtyvyyssarvo

Maapohjan kiihtyvyyssarvon yksikkönä toimii maan vetovoiman kiihtyvyys g . Jos maan kiihtyvyyssarvoksi saadaan vähemmän kuin 0,05g voidaan puurakenteet suunnitella ilman seismistä lisäkuormaa. /3, s. 33; 4, s. 12./

Tärkeyskerroin γ määrittyy rakennuksen käyttötarkoituksen mukaan alla olevan taulukon 4 mukaisesti. /4, s. 29./

Taulukko 4 Tärkeyskerroimen arvot /4, s. 29./

Tärkeyskerroin	Arvo	Rakennuksen pääasiallinen käyttötarkoitus
γ		
γ_I	0,8	Maatalousrakennus tai vastaavanlainen rakennus
γ_{II}	1,0	Asuintalo, liikerakennus tai muu tavallinen rakennus
γ_{III}	1,2	Koulu tai kulttuurirakennus
γ_{IV}	1,4	Sairaala, palokunta tai voimala

Maanjäristysalueille rakenteita suunniteltaessa niiden oletetaan kestävän vähintään niin sanottu käyttömaanjäristys, jolloin rakenteisiin ei synny vakavia vaurioita tai muodonmuutoksia. Tällaisia maanjäristyksiä esiintyy keskimäärin kerran

50 vuodessa. Rakennusten tulisi kestää myös onnettomuusmaanjäristys, joita otaksutaan tapahtuvan kerran 475 vuodessa. Tällöin rakenteisiin saa syntyä vakavia vaurioita, mutta niiden tulee kuitenkin kestää sortumatta. /4, s. 12./

3.6 Kuormituksen suunnitteluarvo

Kun kaikki edellä mainitut arvot on määritelty, voidaan laskea seismisessä suunnittelussa käytettävän kuormituksen suunnitteluarvo W_d . Tämä arvo saadaan määriteltyä yhdistämällä pysyvät kuormat sekä maanjäristyskuormat, kaava 9. /1, s. 23; 3, s.27./

$$W_d = \sum G_{kj} + \Psi_{li} \cdot Q_{k1} + \sum \Psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \quad (9)$$

jossa G_{kj} = pysyvän kuorman ominaisarvo
 Ψ_{li} = yhdistelykerroin: lumi- ja hyötykuormalle 0,5
 Ψ_{Ei} = yhdistelmäkerroin, kaava 5
 Q_{k1} = määrävän muuttuvan kuorman ominaisarvo
 Q_{ki} = muiden muuttuvien kuormien ominaisarvo

Kaavan 9 mukaan laskettu kuormituksen arvo vaikuttaa maanjäristyksen aikana rakenteeseen vaakakuormana. Mikäli on tarpeen saada vastaava pystykuorma selville, kerrotaan kuormituksen suunnitteluarvo seuraavilla arvoilla:

- 0,7, kun rakennuksen ominaisperiodi $T_0 < 0,15$ s
- 0,5, kun rakennuksen ominaisperiodi $T_0 > 0,50$ s
- interpoloiden kun ominaisperiodi on välillä $0,15 \text{ s} < T_0 < 0,50 \text{ s}$. /1, s. 23 - 24./

Maanjäristyskuormituksen pystysuuntaisia kuormia tarvitaan mitoitettaessa esimerkiksi rakennuksessa olevia pitkiä ulokkeita. /1, s. 24 - 25./

4 ESIMERKKILASKELMA

Esimerkkilaskelman pohjana toimii Mammutihirren omakotitalokohde, joka on toteutunut Suomessa vuonna 2006. Koska Suomen maaperällä ei tuntuvia maanjäristyksiä juurikaan tapahdu, oletetaan kohteen sijainniksi Peloponnesoksen niemimaa Etelä-Kreikassa. Sijainti on päätetty sen eurooppalaisuuden ja siellä sattuneiden viimeaikaisten maanjäristysten takia.

4.1 Kohteen lähtötiedot

Esimerkkikohteena käytetty hirsirakenteinen omakotitalo on suorakaiteen muotoinen yksikerroksinen hirsirakennus, pohjapinta-alaltaan 8,4 m x 12,4 m, johon on jätetty laajennusvara vintille. Kohde on valmistettu lamellihirsistä kooltaan 204 mm x 220 mm (nousu 208 mm). Kohteen arkkitehtikuva ja leikkaus liitteenä (liite 1).

Hirsikehikon päällä on naulalevyliitoksin kootut puurakenteiset kehäristikot. Rakennuksen päädyissä käytetään pystyrunkoa ja hirsipaneelia, mikä auttaa hallitsemaan rakennuksen epätasaista painumaa. Toisin kuin kohteen arkkitehtikuvassa (liite 1) on mainittu, oletetaan esimerkkikohteessa olevan bitumihuopakate, jonka alapuolinen koolaus toimii hyvin ristikoiden lisäjäkisteenä. Alapohjana kuvitellaan olevan maanvarainen puukoolattu teräsbetonilaatta sekä betoniperustus, johon hirsiseinät saadaan ankkuroitua yhtenäisen rakennemallin aikaansaamiseksi.

Suunniteltaessa kohdetta maanjäristysalueelle, on kiinnitettävä erityistä huomiota turvallisuuden varmistamiseen. Rakennuksille on asetettu yleisiä teknisiä vaatimuksia, joiden tulisi täyttyä kohdetta suunniteltaessa. Nämä vaatimukset tulee selvittää aina sen maan viranomaisten kanssa, minne kohdetta suunnitellaan.

Koska Kreikan kansallisia sovellusasiakirjoja ei ole opinnäytetyötä tehdessä saatavilla, ovat seuraavat suunnittelukohteen lähtötietojen arvot täysin kuvitteellisia.

- Katon omapaino $g_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$
- Tuulikuorma $q_k = 0,6 \text{ kN/m}^2$
- Lumikuorma $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Päätykolmion suurin pystyrungon paino = $0,4 \text{ kN/m}$
- Maapohjaluokka C
- Maapohjan kiihtyvyyssarvo $a_g = 0,25g$
- Vähennyskerroin $q = 2,5$ (taulukko 3 sivulla 20)
- Tärkeyskerroin $\gamma = 1,0$ (taulukko 4 sivulla 21)

Koska Kreikassa oletetaan maanjäristysten voimakkuuden olevan enemmän kuin 5,5 magnitudia, saadaan maanjäristyskuorman määrittämiseen tarvittavat suunnitteluspektrien arvot taulukosta 2 (sivu 17), jossa kerrotaan kimmoisen suunnitteluspektrin Tyypin 2 arvot. Spektrin arvot ovat eriteltynä taulukossa 5.

Taulukko 5 Kimmoisen suunnitteluspektrin parametrit, Tyyppi 2. /4, s. 16./

Maapohjaluokka	S	T_b (s)	T_c (s)	T_d (s)
C	1,5	0,10	0,25	1,2

4.2 Laskentamenetelmän valinta

Koska esimerkkikohde täyttää luvussa 3.1 esitetyt säännöllisyys ehdot tarvittavilta osin, voidaan harkita käytettäväksi yksinkertaista vastespektrianalyysiä. Jotta kyseistä laskentamenetelmää voitaisiin käyttää, tulee laskea rakennuksen ominaisperiodi T_0 kaavalla 2 (sivulla 14). Rakennuksen harjakorkeus on 6,304 m oletetulla bitumihuopakatteella (liite 1).

$$T_0 = 0,05 \cdot 6,304^{\frac{3}{4}} = 0,199s$$

Ja jotta ominaisperiodia voitaisiin käyttää analyysissä, on sen täytettävä kaavan 3 (sivulla 14) ehdot.

$$T_0 = 0,199 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c = 4 \cdot 0,25 = 1,0s \\ 2,0s \end{cases}$$

Koska rakennuksen ominaisperiodi täyttää sille asetetut ehdot, voidaan sitä käyttää määriteltäessä maanjäristyskuormaa yksinkertaista vastespektrianalyysiä varten.

4.3 Mitoittava kuormitus

Koko hirsirakennuksen kestävyysvaikuttavat vaakapohjat (väli-, yläpohja ja katto), hirsiseinät sekä erilaiset jatkokset hirsiseinien ja vaakapohjien / perustusten välissä. Rakennuksen rakenteet muodostavat itsestään pystysuuntaisia kuormituksia ja ottavat vastaan erilaisia vaakakuormituksia, jotka ne siirtävät edelleen perustuksille. Rakennuksen vaakakuormituksen voidaan yleensä olettaa muodostuvan tuuli- tai maanjäristyskuormasta. Näitä kuormituksia vertaamalla saadaan rakennuksen mitoitukselle määräävämpi kuormitus. /3, s. 38./

4.3.1 Tuulikuorma

Tuulikuorma lasketaan rakennuksen suurimman ulkoseinän ja siihen liittyvän katon alueelta. Tuulikuorman resultantti Q_{tuuli} saadaan laskettua kaavalla 10.

$$Q_{tuuli} = H \cdot L \cdot q_k \quad (10)$$

jossa Q_{tuuli} = tuulikuorman resultantti
 H = rakennuksen korkeus
 L = pisin yhtäjaksoinen seinän mitta
 q_k = tuulikuorma

$$Q_{tuuli} = 6,304m \cdot 12,4m \cdot 0,6 \frac{kN}{m^2} = 46,9kN$$

4.3.2 Maanjäristyskuorma

Jotta maanjäristyskuorma F_b saataisiin määriteltyä kaavalla 1b (sivulla 13), täytyy ensiksi laskea rakennuksen seisminen paino W ja kimmoisen suunnitteluspektrin parametri $S_d(T_0)$.

Koska rakennuksen ominaisperiodi T_0 täyttää kaavan 7b (sivulla 19) ehdon $T_b \leq T_0 \leq T_c = 0,05 \leq 0,199 \leq 0,25$, saadaan kimmoisen suunnitteluspektrin arvo selville kaavalla 7b.

$$S_d(T_0) = 0,10g \cdot 1,5 \cdot \frac{2,5}{2,5} = 0,15g$$

Tämän jälkeen saadaan laskettua rakennuksen seisminen paino W kaavalla 4 (sivulla 15). Koska kyseessä on koko rakennuksen seisminen paino, on helpompaa muuntaa kaavaa 4 niin, että rakennus jaetaan kaavan 11 osoittamiin eri osiin /3, s. 39 - 40/.

$$W = (G_{kj} + \Psi_{Ei} Q_{ki}) \cdot A_{katto} + \sum G_{seinät} \cdot V_{seinät} + \sum G_{päädyt} \cdot L_{päädyt} + \sum G_{palkit} \cdot V_{palkit} \quad (11)$$

jossa A_{katto} = katon kokonaispinta-ala
 $V_{seinät}$ = seinien tilavuus
 $L_{päädyt}$ = päätykolmioiden pituudet
 V_{palkit} = palkkien tilavuus

Lasketaan rakennusosien seismiset painot yksi kerrallaan. Aloitetaan katon seismisestä painosta. Todennäköisen hyötykuorman yhdistelykerroin Ψ_{Ei} on selitetty kaavassa 5 (sivulla 15).

$$W_{katto} = \left(0,6 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 0,3 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 172m^2 = 206,4kN \approx 207kN$$

Seuraavaksi määritellään seinien seisminen paino. Tässä laskelmassa otetaan huomioon ainoastaan ne seinät, jotka ovat jäykästi sidottuina perusmuuriin peruspulteilla. Eli käytännössä kantavat ulkoseinät. Tämä siksi, koska maanvaraisen laatan päälle rakennettujen väliseinien ja rakennuksen kiintokalusteiden omapainokuormien aiheuttamat vaakasiirtymät eivät vaikuta koko rakennuksen runkostabiileettiin. /3, s. 41 - 42./

$$W_{seinät} = 5,0 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,204m \cdot 2,704m \cdot 41,6m = 114,736kN \approx 115kN$$

jossa $5,0 \text{ kN/m}^3 =$ hirren tilavuuspaino
 $0,204 \text{ m} =$ hirren vaakahalkaisija
 $2,704 \text{ m} =$ hirsiseinien tasakerran korkeus
 $41,6 \text{ m} =$ rakennuksen piiri

Päätyjen seisminen paino

$$W_{päädyt} = 2kpl \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,4 \frac{kN}{m} \cdot 8,4m + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \frac{kN}{m} \cdot 3,5m = 4,06kN \approx 4kN$$

jossa $0,4 \text{ kN/m} =$ päätykolmion pystyrungon omapaino
 $8,4 \text{ m} =$ päätykolmioiden pituus
 $3,5 \text{ m} =$ kuistin päätykolmion pituus

Rakennuksessa olevat palkit ja pilarit tulee ottaa myös huomioon laskettaessa koko rakennuksen seismistä painoa. Näiden seisminen paino saadaan määritellyä kaavalla 12 /3, s. 41/.

$$W_{palkit+pilarit} = G_v \cdot (b \cdot L \cdot h + A \cdot h) \quad (12)$$

jossa G_v = hirren tilavuuspaino = 5,0 kN/m³
 b = hirren vaakahalkaisija
 L = palkin pituus
 h = palkin korkeus ja pilarin pituus
 A = pilarien pinta-ala

Palkkien ja pilarien seisminen paino

$$W_{palkit+pilarit} = 5,0 \frac{kN}{m^3} \cdot \left(\begin{array}{l} 0,204m \cdot 2,696m \cdot 0,225m + \\ 2kpl \cdot 0,204m \cdot 1,998m \cdot 0,18m + \\ 2kpl \cdot 0,2m \cdot 0,2m \cdot 2,276m + \\ 2kpl \cdot 0,2m \cdot 0,2m \cdot 2,454m \end{array} \right) \approx 3,2kN$$

Koko rakennuksen seisminen paino saadaan laskemalla kaikki edellä lasketut rakenneosien omapainot yhteen.

$$W = 207kN + 115kN + 4kN + 3,2kN = 329,2kN$$

Maanjäristyksen perusleikkausvoima eli maanjäristyskuorma F_b saadaan ratkaisua kaavalla 1b (sivulla 13).

$$F_b = 0,15 \cdot 329,2kN = 49,38kN \approx 49,4kN$$

4.3.3 Vertailu

Sen jälkeen kun kohteesta on saatu laskettua sekä maksimi tuulikuorma että maanjäristyskuorma, voidaan selvittää, kumpi kuormitustapauksista on laskennallisesti määräävämpi.

$$F_b > Q_{tuuli} = 49,4kN > 46,9kN$$

Esimerkkikohteessa maanjäristyskuormitus on määräävämpi. Maanjäristyskuorman mukaan mitoitetaan seinien kestävyys sekä koko rakennuksen stabiiliteetti. Mikäli tuulikuorma olisi ollut suurempi kuin maanjäristyskuorma, tulee maanjäristyksen aiheuttamat vaakakuormitukset ottaa kuitenkin huomioon suunniteltaessa koko rakennuksen stabiiliteettia ja jäykistäviä rakenteita.

4.4 Rakennusosien seismiset painot

Seinien kyky vastaanottaa maanjäristyksen aiheuttamat vaakakuormitukset määrittelevät koko rakennuksen stabiiliteettikestävyyden. Jotta saataisiin selvitettyä vaakakuormitusten arvot, on ensin selvitettävä hirsiseinien kantamat kuormat. Seinien seismiset painot sisältävät näin ollen hirsiseinien omapainot sekä niille välittyvät muut kuormat. /3, s. 43./

Esimerkkikohteessa katon omapaino ja lumikuorma jakautuvat tasaisesti hirsiseinien päälle. Hirsiseiniltä kuormat välittyvät maanvaraiseen perustukseen. Päätyseinien kuormat koostuvat hirsiseinien omasta painosta sekä päätykolmioiden omapainosta. Sivuseinien kuormitukset puolestaan koostuvat katon omapainosta, lumikuormasta sekä hirsiseinien omasta painosta. Kuormien jakautumista selventää liitteenä oleva kohteen rakennekuva (liite 2).

Suunnittelussa käytettävä rakennuksen seisminen paino W_d lasketaan kaavalla 9 (sivulla 22). Koska kohteessa ei ole muita muuttuvia kuormia kuin lumikuorma, käytetään sitä määräävänä muuttuvana kuormana Q_{k1} .

Päädyissä olevien hirsiseinien seismiset painot saadaan laskettua samanaikaisesti niiden ollessa symmetriset.

$$W_{d \text{ pääty,1-2}} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,204\text{m} \cdot 2,704\text{m} + 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,7\text{m} + 0,5 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,7\text{m} = 5,478 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \approx 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

jossa $5,0 \text{ kN/m}^3$ = hirren tilavuuspaino
 $0,204 \text{ m}$ = hirren vaakahalkaisija
 $2,704 \text{ m}$ = hirsiseinien tasakerran korkeus
 $0,6 \text{ kN/m}^2$ ja $2,0 \text{ kN/m}^2$ = katon omapaino ja lumikuorma
 $0,5 = \Psi_{1i}$
 $1,7 \text{ m}$ = arvioitu seinän kuormitusleveys

Päätyseinien tasainen seisminen paino on $5,5 \text{ kN/m}$ koko hirsiseinän pituudella. Päätykolmioiden omapainokuormitus on määritelty esimerkkikohteen lähtötiedoissa sivulla 24. Päätyjen seisminen paino $W_{d,\text{päätykolmio}}$ on sama kaikilla päädyillä eli $0,4 \text{ kN/m}$.

Vastaavasti lasketaan sivuseinien seismiset painot.

$$W_{d \text{ sivu,vasen-oikea}} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,204\text{m} \cdot 2,704\text{m} + 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4,913\text{m} + 0,5 \cdot 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 4,913\text{m} = 10,618 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \approx 10,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

jossa $4,913 \text{ m}$ = katon lappeen vaakamitta eli seinän kuormitusleveys

Sivuseinien seismisen paino on 10,6 kN/m koko seinän pituudella molemmilla sivuseinillä.

Rakennuksen stabiilettikestävyys vaikuttavat myös rakennuksessa olevat palkit ja pilarit, joiden seismiset painot selvitetään seuraavaksi. Esimerkkikohteen palkkeja kannattelevat pilarit. Pilarien seisminen paino koostuu ainoastaan pilarien omasta painosta, koska niiden kannattamien palkkien seismiset painot lasketaan erikseen pilarien jälkeen. Pilarien seismiset painot saadaan laskettua kaavalla 9 (sivulla 22).

$$W_{dP1} = 5,0 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,2m \cdot 0,2m \cdot 2,276m = 0,4552kN \approx 0,5kN$$

$$W_{dP2} = 5,0 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,2m \cdot 0,2m \cdot 2,454m = 0,4908kN \approx 0,5kN$$

joissa $5,0 \text{ kN/m}^3 = \text{puun tilavuuspaino}$
 $0,2 \text{ m} = \text{pilarin sivumitat}$
 $2,276 \text{ m ja } 2,454 \text{ m} = \text{pilarien pituudet}$

Palkkien seismiset painot koostuvat puolestaan palkkien omapainosta sekä niiden välittämistä erilaisista kuormituksista. Palkeille määritellään tukireaktiot molempiin päihin, jotka kuvaavat palkkien seismisiä pistepainoja /3, s. 51/.

$$W_{dL1} = \frac{qL}{2} = \frac{\left(5,0 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,204m \cdot 0,225m + 0,6 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,2m + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,2m \right) \cdot 2,696m}{2}$$
$$= 2,897kN \approx 2,9kN$$

joissa $W_{L1} = \text{palkin L1 tukireaktiot pilareille P1}$
 $0,204 \text{ m} = \text{hirren vaakahalkaisija}$
 $0,225 \text{ m} = \text{palkin korkeus}$

1,2 m = palkin kuormitusleveys

2,696 m = palkin pituus

Palkin L1 tukireaktiot ovat molemmissa päissä samat eli 2,9 kN.

Palkkien L2 seismiset painot koostuvat palkkien omapainosta sekä kuistin katon kuormasta. L2 palkeille tukireaktiot lasketaan pilareille P2 sekä seinällä oleville palkkikengille seuraavaksi.

$$W_{dL2} = \frac{qL}{2} = \frac{\left(5,0 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,204m \cdot 0,18m + 0,6 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,463m + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,463m \right) \cdot 1,998m}{2}$$
$$= 4,120kN \approx 4,1kN$$

jossa W_{L2} = palkin tukireaktio pilarille P2 ja palkkikengälle

0,204 m = hirren vaakahalkaisija

0,18 m = palkin korkeus

2,463 m = palkin kuormitusleveys

1,998 m = palkin pituus

Palkin L2 tuottamat tukireaktiot ovat molemmissa päissä 4,1 kN.

Seuraavaksi selvitetään kattojen seismiset painot, jotka koostuvat kattorakenteiden omasta painosta sekä lumikuormasta. Yhden kattolapteen aiheuttama seisminen paino voidaan jälleen laskea kaavalla 9 (sivulla 22). /3, s. 55./

$$W_{d\text{katto}} = \left(0,6 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot \left(\frac{9,826m \cdot 13,68m}{2} - \frac{1}{2} \cdot 2,6m \cdot 1,3m \right)$$
$$= 212,367kN \approx 212,4kN$$

jossa 9,826 m ja 13,68 m = katon vaaka- ja sivumitta
2,6 m ja 1,3 m = kuistin katon seinien sisälle jäävien osien mitat

$$W_{d\text{ kuisti,katto}} = \left(0,6 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot \left(4,926m \cdot 2,64m + \frac{1}{2} \cdot 2,6m \cdot 1,3m \right)$$
$$= 23,511kN \approx 23,5kN$$

jossa 4,926 m ja 2,64 m = kuistin katon vaaka- ja sivumitta
2,6 m ja 1,3 m = kuistin katon seinien sisälle jäävien osien mitat

Koko pääkaton seismiseksi painoksi saatiin 212,4 kN ja kuistin katon 23,5 kN.

4.5 Rakenteiden seismiset kuormat

Kun kaikille rakennuksen eri osille on saatu määriteltyä niiden seismiset painot, voidaan ne muuttaa maanjäristyksen vaakakuormiksi. Perusleikkausvoima F_b saadaan laskettua kaavalla 1b (sivulla 13) kertomalla rakennusosien seismiset painot kimmoisen suunnitteluspektrin parametrilla $S_d(T_0)$, jonka arvo on määritetty aiemmin kappaleessa 4.3.2 sivulla 26.

Esimerkkikohteen päätyseiniin kohdistuu niiden omapainon lisäksi sivuseinien tukireaktiot sekä päätykolmioiden omapainot. Seuraavassa on määritelty päätyseinien seismiset kuormat kaavalla 1b.

$$\begin{aligned}
 F_{b, \text{pääty}} &= S_d(T_0) \cdot \left(W_{d \text{ pääty}, 1-2} \cdot L_{\text{pääty}} + 2 \cdot \frac{W_{d \text{ sivu, vasen-oikea}} \cdot L_{\text{sivu}}}{2} + \right. \\
 &\quad \left. \frac{1}{2} \cdot W_{d \text{ päätykolmio}} \cdot L_{\text{pääty}} \right) \\
 &= 0,15 \cdot \left(5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4\text{m} + 2 \cdot \frac{10,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 12,4\text{m}}{2} + \frac{1}{2} \cdot 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4\text{m} \right) \\
 &= 26,898\text{kN} \approx 26,9\text{kN}
 \end{aligned}$$

jossa $S_d(T_0)$ = kimmoisen suunnitteluspektrin vakio
 $W_{d \text{ pääty}, 1-2}$ = päätyseinän seisminen paino
 $L_{\text{pääty}}$ = päätyseinän pituus
 L_{sivu} = sivuseinän pituus
 $W_{d \text{ sivu, vasen-oikea}}$ = sivuseinän seisminen paino
 $W_{d \text{ päätykolmio}}$ = päätykolmion seisminen paino

Päätyseiniin vaakasuunnassa vaikuttavaksi perusleikkausvoimaksi saatiin 26,9 kN. Tämän kuorman oletetaan kohdistuvan seinän yläosaan yrittäen kaataa kyseisiä seiniä /3, s.57./

Vastaavasti lasketaan maanjäristyksen aiheuttama vaakakuorma sivuseinille. Oikealle sivuseinälle kohdistuu seinän omapainon ja kattokuorman lisäksi päätyseinien ja päätykolmioiden omapainot sekä pilarien ja palkin omapainot. Vasemmalle sivuseinälle kohdistuu myös kuistin pilarien ja palkkien kuormitukset.

$$\begin{aligned}
 F_{b, \text{sivu, oikea}} &= S_d(T_0) \cdot \left(W_{d \text{ sivu, oikea}} \cdot L_{\text{sivu}} + 2 \cdot \frac{W_{d \text{ pääty}, 1-2} \cdot L_{\text{pääty}}}{2} + \right. \\
 &\quad \left. 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot W_{d \text{ päätykolmio}} \cdot L_{\text{pääty}} + 2 \cdot W_{d p_1} + W_{d L_1} \right) \\
 &= 0,15 \cdot \left(10,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 12,4\text{m} + 2 \cdot \frac{5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4\text{m}}{2} + 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4\text{m} + \right. \\
 &\quad \left. 2 \cdot 0,5\text{kN} + 2,9\text{kN} \right) \\
 &= 27,483\text{kN} \approx 27,5\text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{b_{\text{sivu,vasen}}} &= S_d(T_0) \cdot \left(W_{d_{\text{sivu,vasen}}} \cdot L_{\text{sivu}} + 2 \cdot \frac{W_{d_{\text{pääty,1-2}}} \cdot L_{\text{pääty}}}{2} + \right. \\
 &= 0,15 \cdot \left(10,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 12,4\text{m} + 2 \cdot \frac{5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4\text{m}}{2} + 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 0,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 8,4\text{m} + \right. \\
 &= 28,278\text{kN} \approx 28,3\text{kN}
 \end{aligned}$$

joissa $S_d(T_0)$ = kimmoisen suunnitteluspektrin vakio
 $W_{d_{\text{sivu, oikea/vasen}}}$ = sivuseinän seisminen paino
 L_{sivu} = sivuseinän pituus
 $W_{d_{\text{pääty 1-2}}}$ = päätyseinän seisminen paino
 $L_{\text{pääty}}$ = päätyseinän pituus
 $W_{d_{\text{päätykolmio}}}$ = päätykolmion seisminen paino
 $W_{d_{P1 \text{ ja } P2}}$ = pilarin seisminen paino
 $W_{d_{L1 \text{ ja } L2}}$ = palkin seisminen paino

Sivuseinien vaakasuuntaiseksi perusleikkausvoimaksi saatiin 27,5 kN oikeanpuoleiselle sivuseinälle ja 28,3 kN vasemmanpuoleiselle sivuseinälle.

Samalla kaavalla 1b saadaan laskettua myös katoille kohdistuvat seismiset kuormitukset. Kuormat kohdistuvat kattoalojen keskikohtiin.

$$F_{b_{\text{katto}}} = S_d(T_0) \cdot W_{d_{\text{katto}}} = 0,15 \cdot 212,4\text{kN} = 31,86\text{kN} \approx 31,9\text{kN}$$

$$F_{b_{\text{kuisti, katto}}} = S_d(T_0) \cdot W_{d_{\text{kuisti, katto}}} = 0,15 \cdot 23,5\text{kN} = 3,525\text{kN} \approx 3,5\text{kN}$$

joissa $S_d(T_0)$ = kimmoisen suunnitteluspektrin parametri
 $W_{d_{\text{katto}}}$ = pääkaton seisminen paino
 $W_{d_{\text{kuisti, katto}}}$ = kuistin katon seisminen paino

Rakennuksen kattojen kuormiksi saatiin 31,9 kN ja 3,5 kN.

4.6 Rakenteiden mitoitus

Hirsiseinän stabiilettikestävyys riippuu sekä hirsiseinän ankkuroinnista perustukseen sekä seinän vahvistamisesta ja jäykistämisestä. Ankkuroinnin tehtävänä on estää seinän kaatuminen ja liukuminen perustuksilta. Ankkurointiin käytetään ankkuripultteja tai -tankoja. Hirsiseinä saadaan toimimaan yhtenäisenä kokonaisuutena vahvistamalla ja jäykistämällä sitä läpimenevillä kierretangoilla. Tällä tavoin seinä pystyy ottamaan mahdolliset vaakasuuntaiset pistekuormat vastaan ja siirtämään ne perustuksiin kaatumatta itse. /3, s. 70./

Ankkurointitankojen tarkoitus on sitoa hirret yhteen ja ankkuroida seinät perustukseen. Tankoina käytetään yleensä halkaisijaltaan 16 mm:n kierretankoja, joiden materiaalin lujuus on 235 MPa. Jotta voidaan määrittää perustukseen tarvittavien kierretankojen lukumäärä, on laskettava ankkuritangon pienin leikkauskestävyys. /3, s. 70./

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,d} t_1 d \\ 0,5 f_{h,1,d} t_2 d \beta \\ 1,1 \frac{f_{h,1,d} t_1 d}{2 + \beta} \left(\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,d}}{f_{h,1,d} d t_1^2}} - \beta \right) \\ 1,1 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,d} f_{h,1,d} d} \end{array} \right.$$

jossa

t_1 = puun paksuus

t_2 = puun paksuus

$f_{h,1,d}$ = reunapuristuksen mitoituslujuus liittyen t_1 :een;

$$f_{h,1,d} = \frac{k_{\text{mod},1} f_{h,1,k}}{\gamma_M}$$

jossa $k_{\text{mod}} = \text{kerroin}$
 $\gamma_M = \text{osavarmuuskerroin}$
 $f_{h,1,k} = \text{reunapuristuksen ominaisuuslujuus};$
 $f_{h,1,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$

jossa $d = \text{liittimen läpimitta}$
 $\rho_k = \text{puun ominaistiheys}$

$f_{h,2,d} = \text{reunapuristuksen mitoituslujuus liittyen } t_2\text{:een};$

$$f_{h,2,d} = \frac{k_{\text{mod},2} f_{h,2,k}}{\gamma_M}$$

jossa $k_{\text{mod}} = \text{kerroin}$
 $\gamma_M = \text{osavarmuuskerroin}$
 $f_{h,2,k} = \text{reunapuristuksen ominaisuuslujuus};$
 $f_{h,2,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k$

jossa $d = \text{liittimen läpimitta}$
 $\rho_k = \text{puun ominaistiheys}$

$$\beta = \frac{f_{h,2,d}}{f_{h,1,d}}$$

$d = \text{liittimen läpimitta}$

$M_{y,d} = \text{liittimen myötömomenttikapasiteetin mitoitusarvo};$

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_M}$$

jossa $\gamma_M = \text{osavarmuuskerroin}$

$$M_{y,k} = 0,8 f_{u,k} \frac{d^3}{6}$$

jossa $f_{u,k} = \text{terästangon vetomurtolujuuden ominaisarvo}$
 $d = \text{liittimen läpimitta}$

Jotta ankkuritangon pienin leikkauskapasiteetti R_d voidaan laskea, määritellään ensin kaavan vaatimia muuttujia. Alushirtenä oletetaan ensin olevan täysihirsi.

t_1 ja $t_2 = 208 \text{ mm}$ (hirren nousu)

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 16\text{mm}) \cdot 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 24,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h,1,d} = f_{h,2,d} = \frac{0,90 \cdot 24,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,0} = 21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta = \frac{21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$M_{y,d} = \frac{0,8 \cdot 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 16^3 \text{mm}^3}{1,0 \cdot 6} = 128341 \text{Nmm}$$

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 208\text{mm} \cdot 16\text{mm} = 72218\text{N} \\ 0,5 \cdot 21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 208\text{mm} \cdot 16\text{mm} \cdot 1 = 36109\text{N} \\ 1,1 \frac{21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 208\text{mm} \cdot 16\text{mm}}{2+1} \\ \left(\sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot (1+1) + 4 \cdot 1 \cdot (2+1) \cdot 128341\text{Nmm}}{21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 16\text{mm} \cdot 208^2 \text{mm}^2}} - 1 \right) = 46642\text{N} \\ 1,1 \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{1+1}} \sqrt{2 \cdot 128341\text{Nmm} \cdot 21,7 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 16\text{mm}} = 10384\text{N} \end{array} \right.$$

Mitoittavaksi leikkauskapasiteetin arvoksi R_d saadaan kaavaryhmästä 10,4 kN.

Kun alushirtenä on puolikashirsi, käytetään kaavassa muuten samoja muuttujia, paitsi t_2 :n arvo on 104 mm.

$$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} 21,7 \frac{N}{mm^2} \cdot 208mm \cdot 16mm = 72218N \\ 0,5 \cdot 21,7 \frac{N}{mm^2} \cdot 104mm \cdot 16mm \cdot 1 = 18054N \\ 21,7 \frac{N}{mm^2} \cdot 208mm \cdot 16mm \\ 1,1 \frac{21,7 \frac{N}{mm^2} \cdot 208mm \cdot 16mm}{2+1} \\ \left(\sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot (1+1) + 4 \cdot 1 \cdot (2+1) \cdot 128341Nmm}{21,7 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm \cdot 208^2 mm^2}} - 1 \right) = 46642N \\ 1,1 \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{1+1}} \sqrt{2 \cdot 128341Nmm \cdot 21,7 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm} = 10384N \end{array} \right.$$

Ankkurointitangon leikkauskapasiteetti on 10,4 kN kun alushirtenä on puoli-kashirsi.

Kun ankkurointitangon pienin leikkauskestävyys on laskettu, voidaan määrittellä ankkurointitankojen lukumäärät seinille, jotta seinien liukuminen perustuksilta saadaan estettyä. Tarvittavien ankkurointitankojen määrä seinittäin saadaan jakamalla seinän perusleikkausvoima F_b tankojen leikkausvoimalla R_d . Taulukossa 6 on eritelty seinille tulevat ankkurointitankojen määrät.

Taulukko 6 Ankkurointitankojen määrät hirsiseinille

Hirsiseinä	Perusleikkausvoima F_b (kN)	Tankojen leikkausvoima R_d (kN)	Tankojen laskennallinen määrä (kpl)	Tankojen todellinen määrä (kpl)
Pääty 1	26,9	10,4	2,6	5
Pääty 2	26,9	10,4	2,6	5
Sivu, oikea	27,5	10,4	2,6	7
Sivu, vasen	28,3	10,4	2,7	7

Ankkurointitangot sijoitetaan tasaisin välein koko seinän leveydelle. Sijoittelussa on otettava huomioon, ettei tankojen etäisyys toisistaan ylitä sallittuja rajoja.

Rakennuksessa olevat lyhyet seinät ovat yleensä eniten vaarassa kaatua. Koska esimerkkikohteessa ei ole kuin neljä seinää, suoritetaan seinän kapasiteetin tarkastelu kaatumista vastaan toiselle päätyseinälle. Vaakakuorman oletetaan kohdistuvan seinän yläosaan, vaikka todellisuudessa seinässä olevat tapit, teräsputket sekä kierretangot kohdistaisivat sen alemmas. /3, s. 75./

Päätyseinän ankkurointivoima $A_{\text{pääty}}$ kaatumista vastaan saadaan laskettua kaavalla 13. /3, s. 76./

$$A_{\text{pääty}} = \frac{F_{b,\text{pääty}} h - W_{d,\text{pääty}} \frac{L_{\text{pääty}}}{2}}{L_{\text{pääty}}} \quad (13)$$

jossa $F_{b,\text{pääty}}$ = päätyseinään vaikuttava seisminen kuorma
 h = päätyseinän korkeus (tasakertaan)
 $W_{d,\text{pääty}}$ = päätyseinän omapaino (aukot vähennettynä)
 $L_{\text{pääty}}$ = päätyseinän pituus

Kun päätyseinän ankkurointivoima on laskettu, voidaan määrittellä halkaisijaltaan 16 mm ankkurointitangon vetokestävyys F_{rtid} kaavalla 14. /3, s. 76./

$$F_{\text{rtid}} = \frac{0,8 f_y 0,78A}{\gamma_M} \quad (14)$$

jossa f_y = teräksen myötölujuus
 $0,78A$ = ankkurointitangon tehollinen pinta-ala
 γ_M = materiaalin osavarmuuskerroin

$$A_{\text{pääty}} = \frac{26,9 \text{ kN} \cdot 2,704 \text{ m} - 4,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{8,4 \text{ m}}{2}}{8,4 \text{ m}} = 6,3 \text{ kN}$$

$$F_{rtd} = \frac{0,8 \cdot 235 \frac{N}{mm^2} \cdot 0,78 \cdot \frac{\pi \cdot 16^2 mm^2}{4}}{1,0} = 29,5 kN$$

Koska päätyseinän ankkurointivoima on huomattavasti pienempi kuin ankkurointitangon vetokestävyys, riittää päätyseinän molempiin nurkkiin yksi ankkurointitanko.

Päätyseinissä olevien ankkurointitankojen on kestettävä sekä leikkausta että vetoa. Näin ollen tulee tarkistaa pystyvätkö ankkurointitangot vastaanottamaan kahta rasitusta samanaikaisesti. Kaavalla 15 voidaan määrittää yhden ankkurointitangon kestävyys kahdelle rasitukselle. /3, s. 77./

$$\left(\frac{F_t}{F_{rtd}} \right)^2 + \left(\frac{F_v}{F_{Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (15)$$

jossa F_t = laskentakuorman aiheuttama vetovoima
 F_{rtd} = ankkurointitangon vetokestävyys
 F_v = laskentakuorman aiheuttama leikkausvoima
 F_{Rd} = ankkurointitangon leikkauskestävyys

Päätyseinään vaikuttaa perusleikkausvoima 26,9 kN. Seinässä on kaksi ankkurointitankoa molemmissa päissä. Molemmat tangot vastaanottavat perusleikkausvoiman ja toinen vastaanottaa lisäksi myös vetovoiman. Lasketaan päätyseinän ankkurointitangon kestävyys kahdelle rasitukselle.

$$\left(\frac{29,5 kN}{29,5 kN} \right)^2 + \left(\frac{26,9 kN}{10,4 kN} \right)^2 \leq 1$$
$$\Rightarrow 2,67 > 1$$

Ankkurointitangot eivät kestä kahta rasiusta yksinään. Tässä tilanteessa joko lisätään ankkurointitankojen määrää, muutetaan kokoa suuremmaksi tai käytetään tankojen materiaalina lujempaa terästä. Esimerkissä lisätään toiset tangot molempiin päihin.

$$\left(\frac{29,5kN}{2kpl \cdot 29,5kN} \right)^2 + \left(\frac{\frac{26,9kN}{2}}{2kpl \cdot 10,4kN} \right)^2 \leq 1$$
$$\Rightarrow 0,67 \leq 1$$

Ankkurointitankojen sijoittelusta nurkkiin tulee ottaa huomioon mahdolliset reunaetäisyydet.

Hirsiseinät sidotaan yhteen seinän läpi menevillä kierretangoilla ja teräsputkilla. Näiden tankojen ja putkien tarkoitus on tehdä seinästä yhtenäinen ja ottaa vastaan vaakakuormituksia. Hirsiseinissä käytetään halkaisijaltaan 16 mm kierretankoja ja 28 mm teräsputkia.

Katoista mitoitetaan liitokset joilla ristikkorakenteet tulevat kiinni seiniin ja palkkeihin. Näiden liitosten tulisi kestää myös maanjäristyksen vaakakuorma.

Kattoristikon yläpaarten räystääineen oletetaan toimivan pitkänä vaakasuuntaisena yksiaukkoisena ulokepalkkina. Näin ollen sille saadaan laskettua maanjäristyksen vaakakuormasta syntyvä suurin tukireaktio. Laskettavat tukireaktiot kuvaavat voimarasituksia, jotka kohdistuvat ristikon kiinnikkeisiin sekä x- että y-suunnassa. Ristikon tukireaktio Q lasketaan kaavalla 16. /3, s. 81./

$$Q_{sivu} = S_d(T_0)k(g+q)L \quad (16)$$

jossa $S_d(T_0)$ = kimmoisen suunnitteluspektrin parametri

k = kattoristikon kuormitusleveys

g = katon omapaino

q = lumikuorma

L = yläpaarteen vaakapituus räystäineen

$$Q_{sivu} = 0,15 \cdot 0,9m \cdot \left(0,6 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 0,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 4,913m = 1,06kN$$

Koko kattorakenteen ja hirsiseinän välisen liitoksen kestävyys riippuu eri liitososien, kuten naulojen ja kulmalevyjen yhtenäisestä toiminnasta. Seuraavaksi tulee selvittää millainen liitos kestäisi siihen kohdistuvan voimarasituksen, kun voima vaikuttaa suoraan pintojen liitoskohtaan x- ja y-suunnassa. /3, s.82./

Konetuote Oy:n julkaiseman ohjeen BMF naulalevyt mukaan voidaan mitoittaa sellaisen liitoksen sallitut kuormat liitosta kohti, mikä koostuu kahdesta kulmalevystä ja kampanauloista. Kun kulmalevyinä käytetään vahvistettuja kulmalevyjä kokoa 90 x 90 x 65 ja kampanauloina 4,0 x 40 niin voidaan laskea liitoksen leikkausvoiman kestävyys x-suunnassa. Liitoksessa käytetään suurinta mahdollista naulauksen määrää. /6./

$$F_1 = 1,3 \cdot 2,85kN = 3,71kN > 1,06kN$$

jossa 1,3 = puun materiaalivarmuuskerroin

2,85 kN = suurin sallittu kuorma liitokselle

Liitos kestää leikkausrasituksen x-suunnassa kun saatu tulos on suurempi kuin ristikon tukireaktio. Seuraavaksi lasketaan kuinka suuren leikkausvoiman liitos kestää y-suunnassa. /6./

$$F_2 = 1,3 \cdot 3,65kN = 4,75kN > 1,06kN$$

jossa 1,3 = puun materiaalivarmuuskerroin

3,65 kN = suurin sallittu kuorma liitokselle

Liitos kestää myös y-suuntaisen leikkausrasituksen. Seuraavana tarkastellaan liitoksen kestävyyskapasiteetti maanjäristyksen aiheuttamalle vaakakuormalle. /6./

$$F_3 = \min \begin{cases} 1,43 + \frac{b+30}{e} k \\ 5,79k \end{cases} = \begin{cases} 1,43 + \frac{50+30}{300} \cdot 1,3 = 0,49kN \\ 5,79 \cdot 1,3 = 7,5kN \end{cases}$$

$\Rightarrow 0,49kN > 1,06kN$

jossa b = kattoristikon yläpaarteen leveys
 e = vaakakuorman oletettu korkeus tuella
 k = puun materiaalivarmuuskerroin

Liitoksen kestävyyskapasiteetti ei kestä vaakakuormitusta. Jotta ristikot saadaan kestävämmän vaakakuormitusta, tuetaan niitä ristikoiden väliin naulattavilla lankuilla. Kooltaan 58 mm x 220 mm olevat lankut sitovat ristikot yhteen yhtenäisen ja kestävämmän rakennemallin saamiseksi. Lankut kiinnitetään ristikoihin tavallisilla 90 x 90 x 65 kulmalevyillä ja 4,0 x 40 kampanauloilla ja hirsiseinään 3,4 x 100 kuumasinkityillä nauloilla.

Kuistin katon naulalevyristikot kiinnitetään ja tuetaan samalla tavalla palkkeihin kuin pääkaton ristikot hirsiseiniin.

5 TULOKSET

Jotta esimerkkikohteen hirsiseinät saataisiin käyttäytymään kehien tavoin, on niitä jäykistettävä. Jäykistys toteutetaan seiniin asennettavilla kierretangoilla ja teräsputkilla. Seinän läpi kulkevat kierretangot sitovat erilliset hirret yhteen ja lähinnä aukkojen sivuilla olevat teräsputket jäykistävät hirsiseinää vaakasuunnassa. Tällä tavoin seinä toimii yhtenäisenä ja jäykkänä rakenteena. Kierretankojen halkaisija on 16 mm ja teräsputkien 28 mm. Molempien materiaalina käytetään lujuusarvoltaan 235 N/mm^2 olevaa terästä.

Rakennuksen pysyminen perustuksillaan varmistetaan oikealla ankkuroinnilla. Seinien ankkurointi perustukseen on toteutettu halkaisijaltaan 16 mm:n ankkurointitangoilla, jotka on sijoitettu koko seinän matkalle tasaisin, noin 2 metrin välein. Kohteessa käytettyjen ankkurointitankojen lukumäärät seinittäin on esitetty taulukossa 6 sivulla 39.

Jotta rakennuksen katto saataisiin käyttäytymään yhtenäisen rakennemallin tavoin, jäykistetään se vanerilevyin ja teräsvantein. Vanerilevyt kulkevat kaikkien kattolappeiden läpi sitoen ristikot toisiinsa. Käytettävät vanerilevyt ovat paksuudeltaan 15 mm ja niiden tarkoitus on siirtää kiinnikkeiden kautta maanjäristyksen vaakakuormat tasaisesti kattoristikoiden kautta hirsiseinille. Teräsvanteet puolestaan jäykistävät kattolappeita diagonaalisuunnassa. Teräsvanteina käytetään 40 x 2,0 reikävannetta ja se kiinnitetään kattorakenteisiin 4,0 x 40 kampanauloilla.

Kattoristikot kiinnitetään esimerkkikohteessa kaikki samalla tavalla eli kahdella vahvistetulla kulmalevyllä 90 x 90 x 65 ja 4,0 x 40 kampanauloilla. Jokaiseen liitokseen käytetään maksimi määrä kampanauloja eli 36 kappaletta. Koska kyseiset liitokset eivät kestä yksinään maanjäristyksen vaakakuormitusta, tuetaan ristikoita niiden väliin kiinnitettävillä 58 x 220 lankuilla. Lankut kiinnitetään hirsiseiniin 3,4 x 100 kuumasinkityillä nauloilla ja ristikoihin tavallisilla kulmalevyillä 90 x 90 x 65 ja 4,0 x 40 kampanauloilla.

Ottamalla huomioon vähintään kaikki edellä mainitut kohdat hirsirakennuksen suunnittelussa seismiselle alueelle, voidaan olettaa sen kestäväen maanjäristyksen aiheuttamat vaakakuormitukset ilman suurempia vaurioita ja muodonmuutoksia. Edellä olevissa laskuissa on hieman ylimitoitettu rakenteita kuten liitoksia ja kierretankojen määrää, koska minkään maanjäristyksen voimakkuutta ei kuitenkaan voida ennustaa täsmällisesti.

Rakenteiden vähäinen omapaino, puumateriaalin kimmoisuus ja plastisuus sekä sitkeät liitokset ovat hirsirakenteiden valteja suunniteltaessa rakenteita seismisille alueille. Koska hirsirakenteet kestävät verrattain suuriakin maanjäristyksiä ilman sortumia ja muodonmuutoksia, on se hyvä vaihtoehto pienrakennuksille joita suunnitellaan seismisille alueille.

6 YHTEENVETO

Tämän opinnäytetyön tarkoituksena oli selventää hirsirakenteisen pientalon rakenne- ja jäykistyslaskelmien kulkua maanjäristysalueilla. Työssä kerrotaan maanjäristyksen aiheuttamista lisäkuormituksista ja niiden vaikutuksista rakenteisiin. Rakenne- ja jäykistyslaskelmien kulku on havainnollistettu esimerkkilaskelman avulla.

Laskentamenetelmänä on käytetty euronormin osasta 8 löytyvää yksinkertaista vastespektrianalyysia, joka soveltuu rakennelaskelmien suorittamiseen ilman tietokoneella suoritettavia laskentaohjelmia. Laskennassa on käytetty myös eurokoodin osaa 5, jolla on suoritettu koko rakennuksen stabiliteetin tarkastaminen. Teräsrakenteiden suunnittelussa on käytetty suomalaisen teräsrakentamisen normistoa B7.

Työssä olevan esimerkkilaskelman tarkoitus on esittää selkeästi pienrakenteisen hirsitalon rakennelaskelmien kulku seismisellä alueella. Työssä on pyritty myös kertomaan seikoista, jotka tulee ottaa huomioon suunniteltaessa hirsirakennuksia seismisille alueille.

Koska lähdemateriaalien tiedot poikkesivat osin toisistaan eikä kaikkiin kysymyksiin löytynyt tarkkaa vastausta, on työn tuloksena saatu esimerkkilaskelma tekijänsä näkemys suunnittelun kulusta. Esimerkkilaskelmassa on pyritty käyttämään sellaisia menetelmiä, jotka antavat mitoituksessa varmallalla puolella olevia tuloksia.

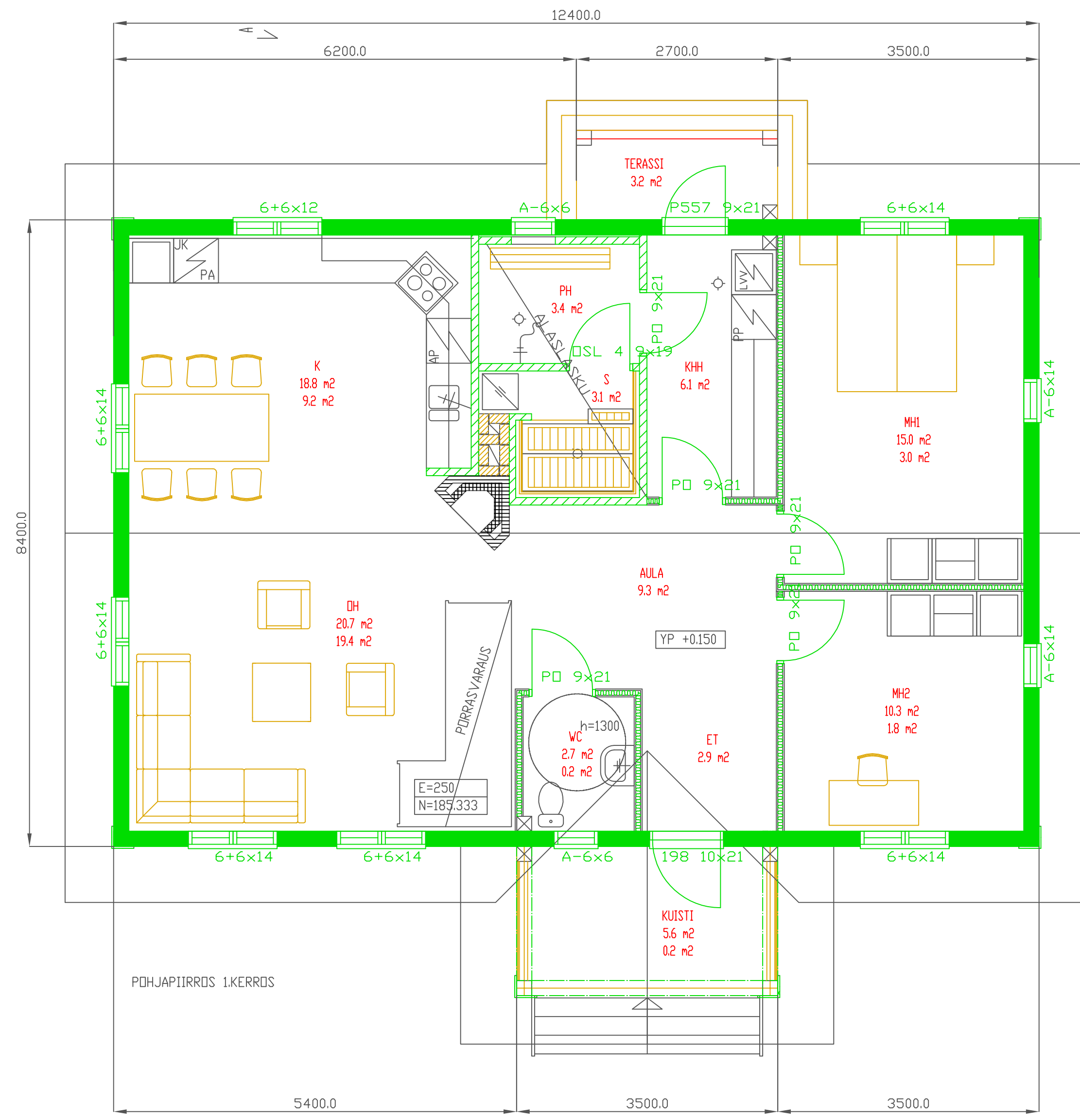
LÄHDELUETTELO

Painetut lähteet:

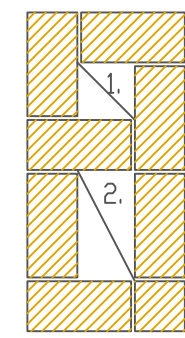
1. Puurakenteiden seisminen suunnittelu. Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT) 2001. 57 s. + 16 liites.
2. Puurakenteiden suunnittelu, lyhennetty suunnitteluohje (Eurokoodi 5). Painettu Suomen standardisoimisliiton luvalla (20.6.2007).
3. Semach, Alexei, Hirsirakenteiden seisminen suunnittelu. Insinööriyö. Jyväskylän ammattikorkeakoulu. Rakennusosasto. Jyväskylä 2005. 98 s. + 6 liites.
4. EN 1998-1. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, section 1, 2, 3, 4 ja 8. European standard 2004.
5. Talorakenteiden suunnittelu maanjäristysalueille. Valtion teknillinen tutkimuskeskus (VTT) 1980. 286 s.
6. BMF naulauslevyt. Konetuote Oy. Espoo.

Sähköiset lähteet:

7. www.kiviopas.fi/opetus/maapallo/maanrakenne [viitattu 6.11.2008]
8. www.svk.fi/index.php?sid=561 [viitattu 20.11.2008]
9. pubs.usgs.gov/gip/2005/15/ [viitattu 20.11.2008]
10. www.puuinfo.fi [viitattu 23.9.2008]



HORMIPIIRROS 1:20



SAVUPIIPUN ERISTÄMINEN
PALAVATARVIKKEISISTA
RAKENNUSOSISTA MIN. 100 MM
PALAMATONTA MINERAALIVILLAA.

1. PUUKIUS
2. TAKKA

RAKENNUS VARUSTETAAN KONEELLISELLA ILMANVAIHDOLLA JA LÄMMÄNTALTEENDOLLA. KUN TULISIJAN TYYPPI JA LÄMMÄNTALTEENDÖN VUOSIHYTYSUHDE ON 45 %.

RAKENNUKSEN PALDOLUUKKA P3 (PALDAHDASTAVA RAKENNUS)

RAKENNUS JA SIIHEN KIINTEÄSTI LIITTYVÄT LAITTEET TEHDÄN SUOMEN RAKENTAMISMAÄRÄYSEN MUKAAN

RAKENNUKSEN SIIJAINTI JA KORKEUSASEMA TARKASTETAAN VIRALLISEN MITTAUKSEN YHTEYDESSÄ

PIIRRUSTUKSESSA ESITETYT KORKEUSMITAT OVAT NOIN MITTOJA JOHTUEN HIRSISEINIEN PAINUMISESTA

ASIAKAS

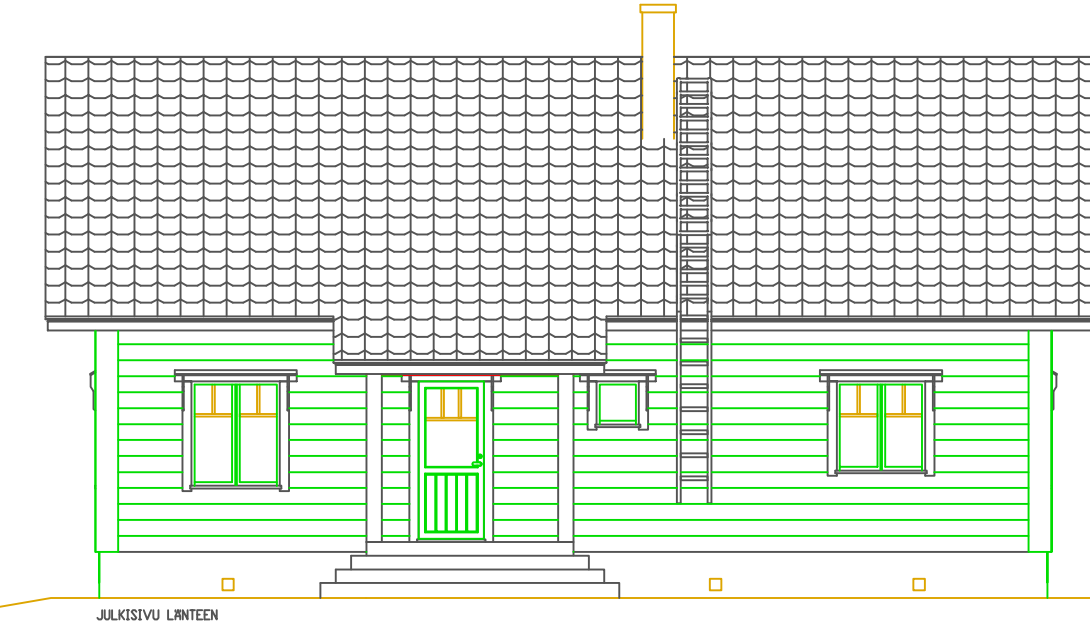
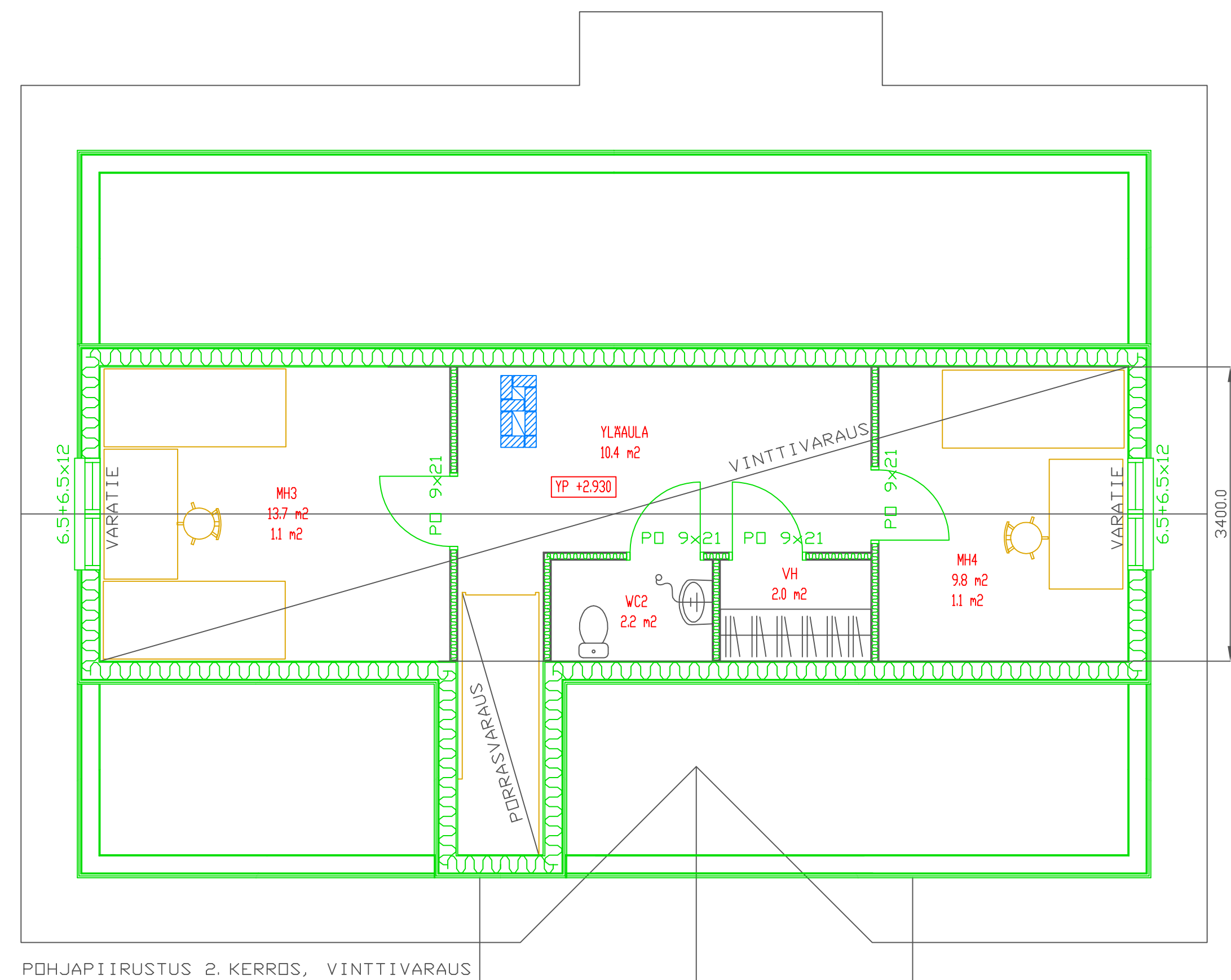
- HYVÄKSYTTÄÄ TULISIJAN SUOJAETRAISYYDET JA HORMI-LIITTYMÄT VIRANOMAISILLA. KUN TULISIJAN TYYPPI JA MALLI ON SELVILLÄ. TIEDOT SUOJAETRAISYYKSISTA ILMENEVÄT TULISIJAN VALMISTAJALTA TAI RT-KORTISTOSTA.
- HUOLEHTII, ETTÄ EM. TIEDOT OVAT TYÖMAAN KÄYTETTÄVISSÄ
- TOIMITTAA KAIKKI RAKENNUSTA KOSKEVAT SUUNNITELMAT TYÖMAALLE AJUISSA

PINTA-ALAT:

KERROSSALAT:
1. KERROS 104.2 m²
YHT. 104.2 m²

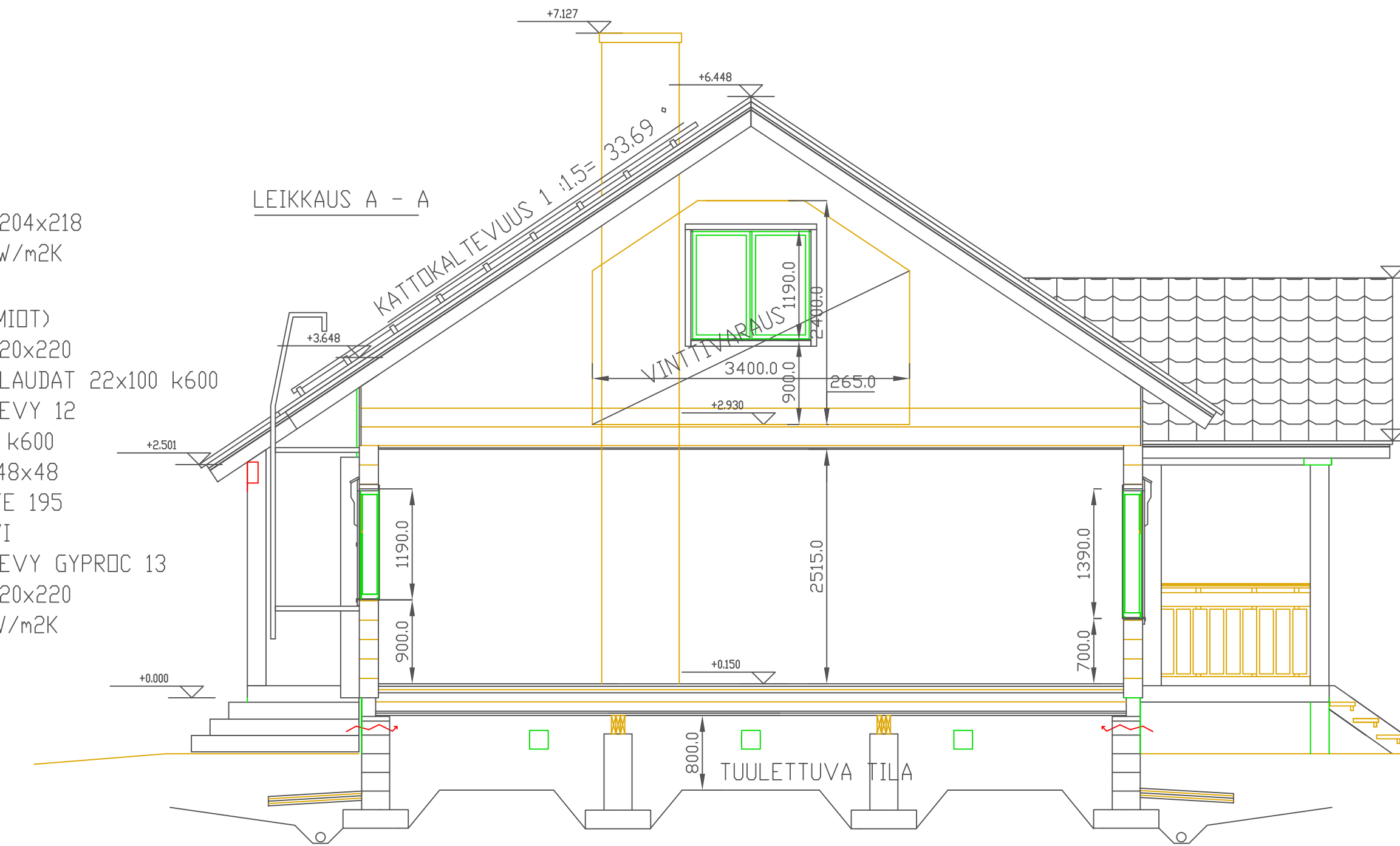
HUONEISTOALAT:
1. KERROS 95.6 m²
YHT. 95.6 m²

TILAVUUS: 344 m³



US1
LAMELLIHIRSI 204x218
U-arvo: 0,52 W/m²K

US2(PÄÄTYKOLMIOT)
HIRSIPANEELI 20x220
TUULETUSRAKOLAUDAT 22x100 k600
TUULENSUJALEVY 12
RUNKO 48x148 k600
LISÄKODLAUS 48x48
PUUKUITUERISTE 195
RAKENNUSPAHVI
SISÄVERHOUSLEVY GYPROC 13
HIRSIPANEELI 20x220
U-arvo: 0,18 W/m²K



AP(DH,K,ET,MH,T,WC)
LATTIALAUTA 28x95
RAKENNUSPAHVI
PUUKUITUERISTE 255
LISÄKODLAUS 44x68 k600
LATTIAPALKISTO 48x198 k600
TUULENSUJALEVY 12
TUULENSUJALEVYN KANNAKELAUTA 22x100
TUKIRIMAT 25x50
U-arvo: 0,14 W/m²K

AP(S,PH,KHH)
LATTIALEVY, VANERI 18
RAKENNUSPAHVI
PUUKUITUERISTE 255
LISÄKODLAUS 44x68 k600
LATTIAPALKISTO 48x198 k600
TUULENSUJALEVY 12
TUULENSUJALEVYN KANNAKELAUTA 22x100
TUKIRIMAT 25x50
U-arvo: 0,14 W/m²K

YP
TIILIKATE
KATTORUUTEET 48x48
(RUUDEJAKO KATEVALMISTAJAN MUKAAN)
ALUSKATTEEN KIINNITYSRIMA 25x50
ALUSKATE

HUONETILAKEHÄN YLÄPAARRE
TUULETUSVALI 100
PUUKUITUERISTE 400

RAKENNUSPAHVI
HARVARIMDITUS 25x50 k350
SISÄKATTOPANEELI 14x120
U-arvo: 0,09 W/m²K

VP
LATTIALAUTA 28x95
VÄLIPDHJAPALKIT 198
PUUKUITUERISTE 100
RAKENNUSPAHVI
HARVARIMDITUS 25x50 k350
SISÄKATTOPANEELI 14x120

IKKUNAT:
SELEKTIIVI + ARGON -ERISTYSGLASI-IKKUNAT
U-arvo: 1,19 W/m²K

ULKOD-OVET:
U-arvo: 1,10 W/m²K
(laskettu keskimääräinen U-arvo)

Muutos	Päiväys	Suunnittelija	Selitys
Kassa/Kyös		Korttelit/tila	Tontti/Rno
Rakennuslupamäärä		Viranomaisen merkintöksi varten	
Uudisrakennus		Pinnustusta	
Rakennuskohteen nro ja osate		Pinnustuksen sisältö	
Dkt Simola		Pohjapiirros	Mittakaava
		Leikkaus A-A	1:50
		Julkisivut	1:100
		Harmi	1:20
		Suunnittelija <i>Tuomo Piirttikoski</i>	
Pohjois-Suomen Hirsitalokeskus Oy Duunite 972, 91300 Ylikäminki Puh: 020 733 4343 Fax: 020 733 4344		Piirtäjä: Jonna Tuomela, SA Pvm: 23.10.2006	
		LIITE 1	

