

Univerza
v Ljubljani
Fakulteta
*za gradbeništvo
in geodezijo*

*Janova 2
1000 Ljubljana, Slovenija
telefon (01) 47 68 500
faks (01) 42 50 681
fgg@fgg.uni-lj.si*



Visokošolski program Gradbeništvo,
Konstrukcijska smer

Kandidatka:

Ana Kozjan

Sestavljeni stropovi iz betona in lesa

Diplomska naloga št.: 329

Mentor:

doc. dr. Jože Lopatič

Ljubljana, 27. 1. 2009

IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisana **Ana Kozjan**, izjavljam, da sem avtorica diplomske naloge z naslovom:

»Sestavljeni stropovi iz betona in lesa«.

Izjavljam, da se odpovedujem vsem materialnim pravicam iz dela za potrebe elektronske separatoteke FGG.

Ljubljana, 10.01.2009

IZJAVE O PREGLEDU NALOGE

Nalogo so si ogledali učitelji:

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK:	624.016:624.07(043.2)
Avtor:	Ana Kozjan
Mentor:	Doc. dr. Jože Lopatič
Naslov:	Sestavljeni stropovi iz betona in lesa
Obseg in oprema:	60 str., 4 pregl., 36 sl.
Ključne besede:	kompozitna konstrukcija beton-les, beton, les, vezna sredstva, zdrs, dimenzioniranje

Izvleček

Diplomska naloga obravnava obnašanje kompozitne konstrukcije betona in lesa. V uvodu povzame vsebino, opiše problem ter pojasni namene in cilje naloge. V nadaljevanju je predstavljena kompozitna sestavljena konstrukcija iz betona in lesa. Opisan je kompozitni material, predstavljen kompozitni nosilni sistem, navedeni so razlogi za združitev betona in lesa in predstavljeni so tipi stikov v kompozitni konstrukciji beton-les. Naloga opisuje lastnosti betona, lesa, in veznih sredstev.

Nadaljuje se z računsko analizo obnašanja kompozitnega sistema. Računska analiza je narejena po predlogu Ceccotti-ja in z analizo sestavljenih elementov po Evrokodu 5.

Prikazan je računski primer stropne konstrukcije, kjer je rezultat povs stropne konstrukcije po že omenjenih analizah in dimenzioniranje konstrukcije.

V zaključku pa je prikazana izvedba kompozitne konstrukcije beton-les.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTARISTIC INFORMATION

UDC: 624.016:624.07(043.2)
Author: Ana Kozjan
Supervisor: Assist. prof. Jože Lopatič
Title: Composite structure made of concrete and timber
Notes: 60p., 4.tab., 36.fig.
Key words: composite structure, concrete-timber, concrete, timber, connection, slip, design

Abstract

Thesis work is dealing with behavior of composite structure made of concrete and timber. First the scope of the document is introduced following by description of the problem and explaining the purpose and goals. Continuing of the document is presented composite structure concrete-timber. The composite material is described, composite structure is represent, stated are reasons of coupling concrete and timber and the typical connection in composite structure are represented.

Thesis describes characteristic of concrete, timber and connectors.

Further in the thesis, there is a mechanical behavior analysis of composite structure. Analysis is made after the Cecotti proposal and with analysis of composed elements according to the Eurocode 5. Design example, of typical ceiling construction, is presented.

The results of ceiling construction are displacement after above mentioned analysis and the design of construction.

In the end the execution of composite concrete-timber structure is presented.

ZAHVALA

Za ves čas, vse praktične nasvete in obsežne razlage ter pomoč pri nastajanju diplomske naloge se iskreno zahvaljujem mentorju doc. dr. Jožetu Lopatiču.

Rada bi se zahvalila tudi svojim staršem in bratu Gašperju, ki so mi vedno stali ob strani. Še posebej se zahvaljujem Petru Jemcu, za vse koristne napotke in spodbudo med izdelovanjem diplomske naloge.

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Predstavitev diplomske naloge	1
1.2	Opis problema.....	2
1.3	Namen in cilji naloge	2
2	PREDSTAVITEV KOMPOZITNE SESTAVLJENE KONSTRUKCIJE IZ BETONA IN LESA	3
2.1	Kompozitni material	3
2.2	Predstavitev kompozitnega nosilnega sistema	4
2.3	Prednosti združitve betona in lesa	6
2.4	Stiki v kompozitni konstrukciji beton-les.....	9
2.4.1	Tipi stikov.....	9
3	LASTNOSTI BETONA, LESA IN VEZNIH SREDSTEV	15
3.1	Beton	15
3.1.1	Lezenje betona.....	16
3.2	Les	20
3.2.1	Lezenje lesa	20
3.3	Časovno odvisno obnašanje kompozita beton-les.....	22
3.4	Vezna sredstva	22
3.5	Modul zdrsa kompozitne konstrukcije beton-les.....	23
4	RAČUNSKA ANALIZA OBNAŠANJA KOMPOZITNEGA SISTEMA.....	25
4.1	Mehansko obnašanje kompozitne konstrukcije beton-les	25
4.2	Računska analiza po predlogu Ceccotti-ja.....	29
4.3	Računska analiza sestavljenih elementov po Evrokodu 5	33
5	RAČUNSKI PRIMER STROPNE KONSTRUKCIJE.....	36
5.1	Osnovni podatki stropne konstrukcije	36
5.2	Izračun pomikov v stropni plošči po analizi Ceccoti in EC2.....	38
5.2.1	Izračun stropne konstrukcije po predlogu Ceccotti	38
5.2.2	Izračun stropne konstrukcije po standardu Evrokod 5	43
5.3	Izračun potrebne armature v stropni konstrukciji	51

5.4	Armaturni načrt	54
6	PRIKAZ PRAKTIČNE IZVEDBE KOMPOZITNE KONSTRUKCIJE	
	BETON-LES.....	56
7	ZAKLJUČEK	58
8	VIRI	59

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 3.1.1: Vrednosti karakteristične trdnosti f_{ck} in modula elastičnosti E_{cm} za različne trdnostne razrede betona.	18
Preglednica 5.2.1: Izračun pomikov $w_{\infty}(x)$ na razdalji x	41
Preglednica 5.2.2: Izračun pomikov $w(x)$ na razdalji x	42
Preglednica 5.4.1: Tabela armaturnih mrež.	55

KAZALO SLIK

Slika 2.2.1: Prikazan je sestavljen leseni element.	4
Slika 2.2.2: Primeri klasičnih sestavljenih lesenih elementov (Ceccotti, 1995).....	5
Slika 2.2.3: Shematičen prikaz povezave betona in lesa v stropu (Ceccotti, 2002).	6
Slika 2.3.1: Konstrukcija z lastno težo g v razmerju z razponom l pri koristni obtežbi $q=2.5\text{kN/m}^2$: a) lesena konstrukcija, b) kompozitno sestavljena konstrukcija beton-les, c) betonska konstrukcija (Ceccotti, 2002).	7
Slika 2.3.2: Primer kompozitnega stropa, ki vključuje obstoječi leseni strop, v zidani zgradbi v območju srednje Evrope: a) glavni nosilec, b) sekundarni nosilec, c) opaž iz opeke, d) tanka betonska plošča, e) jeklena armaturna mreža, f) jeklena vez v lesu, g) jekleno streme povezuje beton z zidaki, h) horizontalna vez v betonskem sloju (Ceccotti, 1995).	8
Slika 2.4.1: Stik z navzkriž zabitimi žebli (Blass in Schlager, 1997).	10
Slika 2.4.2: Povezava s perforirano pločevino (Blass in Schlager, 1997).	10
Slika 2.4.3: Stik s pomočjo betonskih čepov (Blass in Schlager, 1997).	10
Slika 2.4.4: Kompozitna konstrukcija iz betona in lesenih ploščastih elementov (Blass in Schlager, 1997).	11
Slika 2.4.5: Primeri enostavnih stikov med betonom in lesom: a1), a2), a3) in a4) (Ceccotti, 2002).	11
Slika 2.4.6: Primeri stikov v betonu in lesu: b1) – b4) in c1) – c4) (Ceccotti, 2002).	12
Slika 2.4.7: Primeri stikov v betonu in lesu: d1) in d2) (Ceccotti, 2002).	13
Slika 2.4.8: Zveza med nosilnostjo in zdrsom v stikih (Ceccotti, 2002).	13
Slika 3.1.1: Določanje končnega koeficienta lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ betona v notranjih pogojih: RH = 50 % (SIST EN 1992-1-1, 2004).	19
Slika 3.2.1: Deformiranje oblike izrezanega lesa med krčenjem zaradi sušenja.	20
Slika 3.2.2: Diagram lezenja pri konstantni obremenitvi.	21
Slika 3.5.1: Prikaz deformacije veznega sredstva v sestavljenem lesenem sistemu.	24
Slika 3.5.2: Prikaz deformiranega veznega sredstva v kompozitnem nosilnem sistemu beton-les.	24
Slika 4.1.1: Obnašanje kompozitnega nosilca s podajno povezavo (Ceccotti, 2002).	25

Slika 4.1.2: Zgornji betonski sloj je obremenjen na tlak in upogib, spodnji leseni sloj pa na nateg in upogib ($N_1 = N_2$); vezi so obremenjene na strig (Ceccotti, 1995).....	26
Slika 4.1.3: (a) brez povezave (b) toga povezava (Ceccotti, 1995).....	26
Slika 4.1.4: Potek deformacij in napetosti po prerezu, napetostni diagram je posledica tlačnega upogiba in nateznega upogiba (Ceccotti, 1995).	27
Slika 4.1.5: Preiskava stika za določitev zveze med zdrsom v in silo Q (Cecotti, 2002).....	27
Slika 4.1.6: Zveza med obremenitvijo in zdrsom za določitev koeficienta zdrsa glede na EN 26891 (Cecotti, 2002).	28
Slika 4.2.1: Prikaz deformacijskega stanja dela nosilca (Ceccotti, 1995).....	29
Slika 4.2.2: Primer nosilca s sinusno razporejeno obtežbo.	32
Slika 4.3.1: Prečni prerezi (levo) in porazdelitev upogibnih napetosti (desno) za škatlasto, I in T obliko prereza.....	34
Slika 5.1.1: Geometrija nosilca.....	36
Slika 5.1.2: Prečni prerez.....	36
Slika 5.2.1: Potek pomikov $w_\infty(x)$ vzdolž nosilca ob konstantni obtežbi q	41
Slika 5.2.2: Potek pomikov $w(x)$ vzdolž nosilca pod obtežbo q	42
Slika 5.2.3: Prikaz normiranih napetosti po prerezu.	46
Slika 5.3.1: Celotni upogibni moment je enak vsoti upogibnih momentov v plasteh in momenta zaradi dvojice sil N_1 in N_2	52
Slika 5.4.1: Prikaz ojačenega stropnega elementa po sistemu Tecnaria.	56
Slika 5.4.2: Prikaz stropnega elementa po sistemu Tecnaria.	57
Slika 5.4.3: Vezi iz žeblicev, kavljev ter podložk (Tecnaria).	57

1 UVOD

1.1 Predstavitev diplomske naloge

Diplomska naloga obravnava obnašanje kompozitnega nosilnega sistema beton-les.

Nalogo, poleg uvoda, sestavljajo naslednja poglavja:

V 2. poglavju je podana predstavitev kompozitnega nosilnega sistema. Opisan je kompozitni material ter predstavljen kompozitni sestav beton-les. Navedeni so razlogi za združitev betona in lesa, ki sta si sicer med seboj zelo različna. Predstavljene so vrste stikov, katere lahko uporabljamo in na kakšen način jih lahko naredimo.

3. poglavje predstavlja kompozitno sestavo nosilca. Obdelane so tehnične lastnosti betona, lesa ter veznega sredstva, prav tako pa tudi reologije obeh materialov. Pri združitvi dveh različnih materialov - betona in lesa pa je pomemben zdrs med njima, ki je opisan v tem poglavju.

V 4. poglavju je prikazan princip obnašanja kompozitne sestave betona in lesa. Ključnega pomena take sestave je togost med materialoma. Če sestava ni popolnoma toga, nastane zdrs med materialoma, ki je odvisen od podajnosti veznega sredstva. Za računsko analizo kompozitne sestave sta prikazani dve različni izpeljavi: računsko analiza po predlogu Cecottija ter analiza po Evrokodu 5.

5. poglavje obravnava primer upogibne stropne konstrukcije. Izračunan je po obeh predstavljenih računskih analizah. Podana je potrebna armatura in izrisan je armaturni načrt.

6. poglavje prikazuje izvedbo kompozitne sestave beton-les po sistemu Tecnaria.

Na koncu naloge sta še zaključek in uporabljeni viri.

1.2 Opis problema

Pri prenavljanju obstoječih objektov se pogosto pojavi vprašanje, kaj storiti z obstoječimi stropnimi konstrukcijami. V zgodovini so se najprej uporabljale lesene izvedbe stropov, saj je les edini od takrat poznanih gradiv, ki je odporen na upogib. Tako ima večina starejših objektov leseno stropno konstrukcijo. S pojavom betona in kovin se je pojavil prvi »kompozitni material«. Z armiranim betonom so se v začetku 20. stoletja stropne konstrukcije, narejene iz lesa, začele umikati. Tudi v Sloveniji se pri rekonstrukcijah starejših objektov skoraj vedno zamenjujejo lesene stropne konstrukcije z masivnimi monolitnimi ploščami.

1.3 Namen in cilji naloge

Naloga opisuje kompozitne sestavljene konstrukcije, ki so sestavljene iz betona in lesa. Uporabljajo se jih lahko kot upogibne stropne konstrukcije, predvsem pri rekonstrukcijah starejših objektov.

Obravnavane so sestavljene konstrukcije iz betona in lesa, katerih primarne funkcije so povečana nosilnost in togost, druge funkcije pa so še protihrupna in protipožarna zaščita. Njihove prednosti pa so tudi enostavno ojačanje obstoječih lesenih stropov ter dober raznos koncentriranih in linijskih obtežb.

Pri rekonstrukcijah starejših objektov se je potrebno vedno odločati, kakšen način gradnje želimo izvajati, glede na osnovne podatke o določenem obstoječem objektu. Katerokoli izvedba pa ni vedno možna, zato je dobro, da poznamo negativne in pozitivne lastnosti posegov, ki jih želimo opravljati.

Namen naloge je opis posega v obstoječe objekte s kompozitno sestavljeno konstrukcijo. Cilj naloge pa je prikaz obnašanja takih konstrukcij. Kot rezultat, pa je prikazan tudi izračun praktičnega primera sestavljene stropne konstrukcije iz betona in lesa.

2 PREDSTAVITEV KOMPOZITNE SESTAVLJENE KONSTRUKCIJE IZ BETONA IN LESA

V tem poglavju je opisano, kakšen je kompozitni material ter katerim kriterijem mora ustrezati, da nek material uvrstimo med kompozite. Predstavljena je kompozitna sestava beton-les, opisani so razlogi za združitev betona in lesa ter predstavljene običajne vrste stikov, ki jih uporabljamo v kompozitnih sestavljenih konstrukcijah.

2.1 Kompozitni material

V splošnem pojmuje »kompozit« kot sodobni material. Sestavljen je iz dveh ali več različnih materialov na makroskopskem nivoju, kar pomeni, da lahko sestavine ločimo s prostim očesom. Vsak kompozitni material je sestavljen iz osnove ali matrice ter utrjevalne faze ali tudi ojačilnega elementa. Osnova daje kompozitu obliko in monolitnost. Zagotavlja ustrezno nosilnost – obremenitve prenaša na vlakna, zavira napredovanje razpok, utrjevalno fazo pa ponavadi ščiti pred okolico. Utrjevalna faza je nezvezna sestavina kompozita, ki izboljša mehanske lastnosti zvezne sestavine – osnove, s tem dosežemo želene lastnosti. Sestavini kompozita se razlikujeta po mehanskih, fizikalnih in kemijskih lastnostih. Kompozitne materiale uporabljamo na vsakdanjih področjih, kot so avtomobilska industrija, transport in športni rekviziti, zelo pomembni pa so tudi v vesoljski tehniki, vojaški industriji ter povsod tam, kjer se zahtevajo materiali s specifično kombinacijo lastnosti. Največkrat se uporabljajo kot konstrukcijski materiali, pri katerih je osnova kovina, keramika ali polimer, utrjevalna faza pa so materiali, ki imajo velik modul elastičnosti in veliko trdnost.

Med kompozite uvrščamo materiale:

- ki niso naravna tvorba,
- ki so sestavljeni iz več sestavin, ki so med seboj jasno razmejene,
- katerih posamezne sestavne dele ločimo s prostim očesom,
- katerih lastnosti se razlikujejo od lastnosti sestavnih delov.

Čeprav iz teh kriterijev sicer sledi, da so kompozitni materiali le delo človeka, lahko v to kategorijo uvrstimo tudi les, saj ima vse značilnosti kompozita in je torej naravni kompozit. Sestavljen je iz celuloznih vlaken in polceluloze ter veziva, imenovanega lignin.

2.2 Predstavitev kompozitnega nosilnega sistema

V današnjem času je uporaba novih materialov za izgradnjo objektov ter novih načinov izvedb že nekaj vsakdanjega. V daljni preteklosti pa se je gradilo le iz osnovnih materialov, kot sta npr. les ter kamen.

Za pridobitev večje nosilnosti prereza lesa so v preteklosti les spajali med seboj z uporabo mehaničnih vezi. S tem so povečali tudi togost trama. Zaradi deformiranja mehanskih vezi pa ni bilo nikoli možno doseči popolne togosti stikov.



Slika 2.2.1: Prikazan je sestavljen leseni element.



Slika 2.2.2: Primeri klasičnih sestavljenih lesenih elementov (Ceccotti, 1995).

Z združitvijo betona in jekla v armirani beton je bilo tudi prvi resni poskus združitve dveh različnih materialov skupaj, ki omogoča izdelavo posebnih gradenj.

Z razvojem in raziskovanjem so začeli združevati med seboj različne materiale z različnimi karakteristikami. Tako so začeli združevati med seboj tudi les in beton.

Uporabljati se je začela kompozitna sestavljena konstrukcija iz betona in lesa.

Kompozitno sestavljeno konstrukcijo iz betona in lesa se je začelo uporabljati predvsem za obnovo hiš, kot upogibni element stropnih konstrukcij. Tako konstrukcijo pa se uporablja tudi pri mostovih, predvsem v Ameriki ter Avstraliji.

Zaradi združitve dveh materialov, z različnimi mehanskimi, kemijskimi ter fizikalnimi lastnosti, je potrebno razumeti principe medsebojnega delovanja.

Pomembni parametri v kompozitni sestavljeni konstrukciji beton-les so:

- kakovost spoja med lesom in betonom,
- mehansko in fizikalno obnašanje materialov,
- podajnost stika.

Sestavljen konstrukcijski sistem beton-les je izveden tako, da armirani beton prevzame tlačne napetosti, leseni del pa natezne napetosti. Povezave med leseno konstrukcijo ter betonom pa so predvsem strižno obremenjene. Tako je največji poudarek teh konstrukcij ravno pri povezavi lesa z betonom, katera mora biti čimbolj toga v območjih delovnih napetosti, v bližini porušitve pa naj omogoča velike plastične deformacije, s čimer dosežemo ustrezno duktilnost konstrukcije (Saje, 1997).

vez

betonska plošča

leseni nosilec

Slika 2.2.3: Shematičen prikaz povezave betona in lesa v stropu (Ceccotti, 2002).

2.3 Prednosti združitve betona in lesa

Kot že pojasnjeno, nam združitev armiranega betona s tlačno nosilnostjo ter lesa z natezno nosilnostjo zagotovi dobre karakteristike. Na tak način dobimo konstrukcijo, ki je dovolj toga in je hkrati dovolj lahka. Je lažja od betonske konstrukcije, saj ima les veliko manjšo specifično težo.

Če sta beton in les dobro povezana med seboj, ima lahko takšna konstrukcija večjo nosilnost in uklonsko stabilnost kot navadna lesena konstrukcija.

Kompozit je glede nosilnosti bolj učinkovit kot armirano betonska konstrukcija. Slika 2.3.1 prikazuje razmerje med lastno težo in razponom za različne tipe stropnih konstrukcij. Očitno je, da ima lesena konstrukcija najmanjšo lastno težo, vendar zna biti glede na druge dobre karakteristike tudi kompozitna sestavljena konstrukcija dobra rešitev za uporabo.

Slika 2.3.1: Konstrukcija z lastno težo g v razmerju z razponom l pri koristni obtežbi $q=2.5\text{kN/m}^2$: a) lesena konstrukcija, b) kompozitno sestavljena konstrukcija beton-les, c) betonska konstrukcija (Ceccotti, 2002).

Kompozitna konstrukcija iz betona in lesa je učinkovita pri obnovi lesenih stropov v zidanih hišah. Togost stropne konstrukcije v svoji ravnini postane tako izrazita, da lahko obdrži svojo obliko in zato tudi obliko celotne zgradbe med potresom. Zato pa je nujno potrebno, da imamo dobro povezavo med stropno in vertikalno nosilno konstrukcijo zgradbe.

b

Slika 2.3.2: Primer kompozitnega stropa, ki vključuje obstoječi leseni strop, v zidani zgradbi v območju srednje Evrope: a) glavni nosilec, b) sekundarni nosilec, c) opaž iz opeke, d) tanka betonska plošča, e) jeklena armaturna mreža, f) jeklena vez v lesu, g) jekleno streme povezuje beton z zidaki, h) horizontalna vez v betonskem sloju (Ceccotti, 1995).

Prednost take konstrukcije je tudi dobra zvočna izolacija. Les zagotavlja izolacijo zvoka, ki se širi po zraku, zaradi velike gostote. Izolativnost konstrukcije proti udarnemu zvoku pa zagotavlja beton, zaradi dušenja.

Povečana je tudi požarna odpornost konstrukcije. Z ozirom na leseno konstrukcijo ima prednost kompozitna konstrukcija beton-les, saj beton s svojo maso preprečuje hitro širjenje požara. Prav tako ima, glede na požarno odpornost, kompozitna konstrukcija beton-les prednost pred kompozitno konstrukcijo beton-jeklo, saj se les v primeru ognja bolje obnaša od jekla.

Kompozitna konstrukcija je konkurenčna tudi glede na betonsko. Glede na končne stroške, zaradi faktorjev, kot so: hitra gradnja konstrukcije, majhna uporaba betona, enostavno ojačanje obstoječih lesenih stropov in majhna uporaba opaža, saj to lahko nadomesti obstoječi leseni strop.

V primeru potresa se konstrukcija ugodno obnaša, saj ima celotna konstrukcija majhno težo. Kompozitna konstrukcija ima bistveno boljši raznos koncentriranih in linijskih obtežb, kot lesena konstrukcija. Ima zmožnost porazdeliti obtežbo med rebri, zaradi velike togosti betona.

2.4 Stiki v kompozitni konstrukciji beton-les

Med stiki v kompozitnih konstrukcijah beton-les lahko pride do toge ali pa elastične oz. pol toge povezave.

Pri togi povezavi med elementi je ključno to, da med elementoma ne pride do nobenih zdrsov in tako ne pride do zdrsov med seboj. Togo povezavo dosežemo z uporabo posebnih lepil.

Elastični stiki pa so tisti, ki dosežejo neke zamike in deformacije.

V kompozitni sestavljeni konstrukciji beton-les se največkrat uporabljajo elastične povezave z mehanskimi vezmi.

2.4.1 Tipi stikov

Stiki prevzamejo strižne napetosti in istočasno zagotovijo sodelovanje različnih vrst materialov pod bremenom v kompozitni konstrukciji.

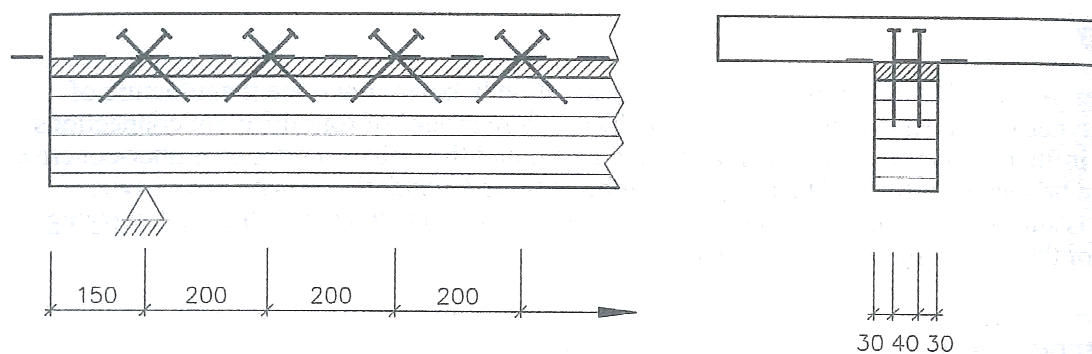
Povezava je možna z:

- lepili,
- mehanskimi vezmi.

Lepljenje elementov skupaj na podlagi posebnih lepil lahko omogočimo z uporabo posebnih lepil, vendar se teh povezav praviloma ne izvaja.

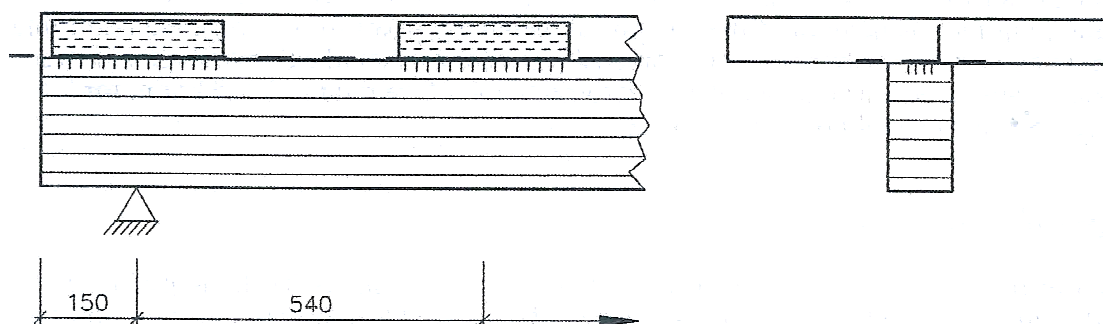
Tipi stikov z uporabo mehanskih vezi:

- Z žablji in vijaki – da dosežemo večjo nosilnost in togost povezave med betonom in lesom, lahko uvijačimo vijake navzkriž v leseni del nosilca pod kotom 45° . Eden izmed vijakov deluje v tlaku, drugi pa v nategu (mehanizem paličja).



Slika 2.4.1: Stik z navzkriž zabitimi žebli (Blass in Schlager, 1997).

- S perforirano pločevino in ježevko – del z trni vtisnemo na les, drugi del pa zakrivimo pod kotom 90° in ga vertikalnega zabetoniramo v ploščo.



Slika 2.4.2: Povezava s perforirano pločevino (Blass in Schlager, 1997).

- Z betonskimi čepi z uvrtnimi jeklenimi trni – v les zavrtane luknje globine približno 30 mm in premera približno 70 mm. V sredino teh lukenj se uvrta jeklene moznike 20 mm. Luknje zabetoniramo in nastanejo betonski čepi.

Slika 2.4.3: Stik s pomočjo betonskih čepov (Blass in Schlager, 1997).

- Z lesenimi vezanimi ploščami, ki delujejo kot natezna plast – z uporabo vezanih lesenih plošč ali pa iz zbitih lesenih panelov v ploščasti konstrukciji, ki nosi v eno smer. Stik je izdelan tako, da izvrtamo luknje premera 115 mm in globine 15 mm v lesen ploščast element. Poglobitve razporedimo v stiku med betonom in lesenimi ploščami, glede na pripadajoče strižne sile. Na mestih možnikov spodnje lesene elemente sidramo s posebnimi sidri v tlačno betonsko ploščo.

Slika 2.4.4: Kompozitna konstrukcija iz betona in lesenih ploščastih elementov (Blass in Schlager, 1997).

Najbolj uporabljane metode za stike med betonom in lesom so prikazane na Slikah od 2.4.5. do 2.4.7..

Slika 2.4.5: Primeri enostavnih stikov med betonom in lesom: a1), a2), a3) in a4) (Ceccotti, 2002).

V primeru a1) sta beton in les med seboj povezana z žebli, na določeni razdalji zabiti v že vnaprej zvrtnane luknje. Ta metoda je učinkovita za popravilo starih stropov tako v stanovanjskih, kot tudi v poslovnih objektih.

V primeru a2) je stik narejen z jeklenimi palicami, ki so prevlečene z lepilom, v primeru a3) so uvijačeni vertikalni vijaki, v primeru a4) pa so vijaki uvijačeni pod kotom 45°.

Slika 2.4.6: Primeri stikov v betonu in lesu: b1) – b4) in c1) – c4) (Ceccotti, 2002).

Nadaljnja stika, ki se dobro obnašata v kompozitni konstrukciji, sta prikazana v primeru b1) in primeru b2). V primeru b1) se uporablja, kot vezno sredstvo, cepič, v primeru b2) pa nazobčani moznik

Stik z uporabo jeklene cevke, prikazan v primeru b3) in stik z uporabo pribite pločevine v primeru b4), omogočata večjo stično površino med betonom in lesom ter zagotavljata dober prenos strižnih sil.

Sistema c1) in c2) sta narejena iz okroglih oz. kvadratnih lukenj v lesu in mehaničnimi vezmi, ki preprečujejo dvig.

Stik s kombinacijo lukenj v lesu s prednapetim jeklom, kot vezjo med lesom in betonom, je prikazan v primeru c3). Stik z lesenimi žebli v kombinaciji s strižno pločevino, zarezano globoko skozi desko, pa je prikazan v primeru c4).

Slika 2.4.7: Primeri stikov v betonu in lesu: d1) in d2) (Ceccotti, 2002).

Izvedba z uporabo jeklene mreže lepljene na les prikazuje primer d1), stik z jekleno ploščo lepljeno na les pa je prikazan v primeru d2).

Na Sliki 2.4.8. so prikazani odzivi stikov glede na njihovo togost. Najbolj togi stiki so v skupini d), medtem ko so v skupini a) najmanj togi.

c2, jekla ni

Slika 2.4.8: Zveza med nosilnostjo in zdrsom v stikih (Ceccotti, 2002).

Stiki v skupinah a), b) in c) dovolijo razmeroma velik zdrs med betonom in lesom, in sicer ravninski prečni prerezi ne ostanejo v svoji ravnini pod vplivom bremena (Slika 4.1.1).

Le pri stikih, ki sta v skupini d), so ti zdrsi manjši, zato ne padejo toliko iz svoje osi kot pri stikih iz skupine a), b) in c).

Sistemi stikov v skupini a) dosežejo približno 50 % upogibne nosilnosti sistema stikov v skupini d). Stiki v skupini d) dosežejo največjo upogibno nosilnost.

Za skupino d) je račun razmeroma enostaven. Ker v sistemu ni zdrsa, betonsko plast preoblikujemo v ustrezen podprerez lesa, tako da imata beton in nadomestni les isto težišče. V drugih primerih pa je potrebno prečne prereze bolje preučiti, z upoštevanjem vpliva zdrsa med elementi na nosilnost in togost nosilnih elementov.

3 LASTNOSTI BETONA, LESA IN VEZNIH SREDSTEV

Za boljše razumevanje principa delovanja kompozitno sestavljene konstrukcije je potrebno poznati njeno sestavo. Kot že omenjeno, kompozitno sestavljeno konstrukcijo sestavljajo les, beton in vez med njima. Zato je potrebno poznati njihove lastnosti.

3.1 Beton

Beton je eden izmed temeljnih materialov v gradbeništvu, ki je sestavljen iz mešanice agregata in vode ter cementa, ki deluje kot vezivo. Ko se beton strdi, doseže veliko trdnost. Ima zelo dobre lastnosti v tlaku in precej slabše lastnosti v nategu. Z dodatkom jeklene armature dobimo armirani beton.

Je eden izmed najpogostejših materialov, ki ga uporabljamo za različne vrste gradenj. Zaradi dobrih karakteristik, glede na odpornost, zmožnost obremenitve, trdnost in lahko proizvodnjo, je uporaben kot osnovni material v kombinaciji s kovino oziroma lesom.

Po teži delimo betone na:

- lahke betone – prostorninska masa manjša od 2000 kg/m^3 ,
- normalne betone – prostorninska masa od 2000 do 2800 kg/m^3 ,
- težke betone – prostorninska masa večja od 2800 kg/m^3 .

Za vsako vrsto betona so predpisane posamezne karakteristike kakovosti betona, ki jih moramo ob pripravi betona upoštevati. Te so:

- trdnostni razred,
- modul elastičnosti,
- odpornost: proti zmrzovanju, vodo-neprepustnost in proti odpornosti.

Potrebno je omeniti, da za kompozitne konstrukcije beton-jeklo ali pa beton-les navadno uporabljamo normalne betone in lahke betone.

3.1.1 Lezenje betona

Pojav, da se beton pod stalno obremenitvijo sčasoma dodatno deformira, imenujemo lezenje ali tečenje betona.

Lezenje je odvisno od vlage in temperature okolja, dimenzij elementa in sestave betona. Na lezenje betona vpliva tudi zrelost betona v času prvega nanosa obremenitve, odvisno pa je tudi od trajanja in velikosti obremenitve.

Deformacijo lezenja betona $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ v času t v primeru konstantne tlačne napetosti σ_c , ki jo nanesemo pri starosti betona t_0 , lahko za praktičen račun izračunamo po enačbi glede na standard SIST EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c)$$

Pri tem je $\varphi(t, t_0)$ koeficient lezenja, ki ga izračunamo na naslednji način:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0),$$

kjer je:

- φ_0nazivni koeficient lezenja, ki ga ocenimo z izrazom:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{za } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + h_0^{0,2})}$$

Pri tem je:

φ_{RH} faktor za upoštevanje učinka relativne vlažnosti na nazivni koeficient lezenja

RH relativna vlažnost okolja v %

h_0 nazivna velikost elementa v mm

A_c ploščina prečnega prereza

u obseg elementa v stiku z ozračjem

$\beta(f_{cm})$ faktor za upoštevanje učinka relativne vlažnosti na nazivni koeficient lezenja

f_{cm} srednja tlačna trdnost betona pri starosti 28 dni v MPa

$\beta(t_0)$ faktor za upoštevanje učinka starosti betona ob obremenitvi na nazivni koeficient lezenja

- $\beta_c(t, t_0)$koeficient za opisovanje časovnega razvoja lezenja po obremenitvi, ki je podana z naslednjim izrazom:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{za } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012RH)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{za } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}, \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}, \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

Pri tem je:

t starost betona v obravnavanem trenutku v dnevih

t_0 starost betona ob obremenitvi v dnevih

$t - t_0$ nekorigirano trajanje obremenitve v dnevih

β_H koeficient za opisovanje časovnega razvoja lezenja po obremenitvi in ga lahko ocenimo z naslednjim izrazom

$\alpha_{1/2/3}$ koeficienti za upoštevanje vpliva trdnosti betona

Koeficient lezenja $\varphi(t, t_0)$ se nanaša na tangentni modul elastičnosti E_c , za katerega lahko upoštevamo, da je $1,05 \cdot E_{cm}$. Kadar ni zahtevana velika natančnost, lahko vrednost, ki jo odberemo s Slike 3.1.1, štejemo za končni koeficient lezenja, pod pogojem, da beton v času obremenitve t_0 ni izpostavljen tlačnim napetostim večjim od $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$.

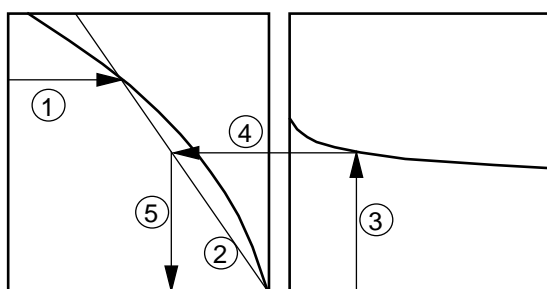
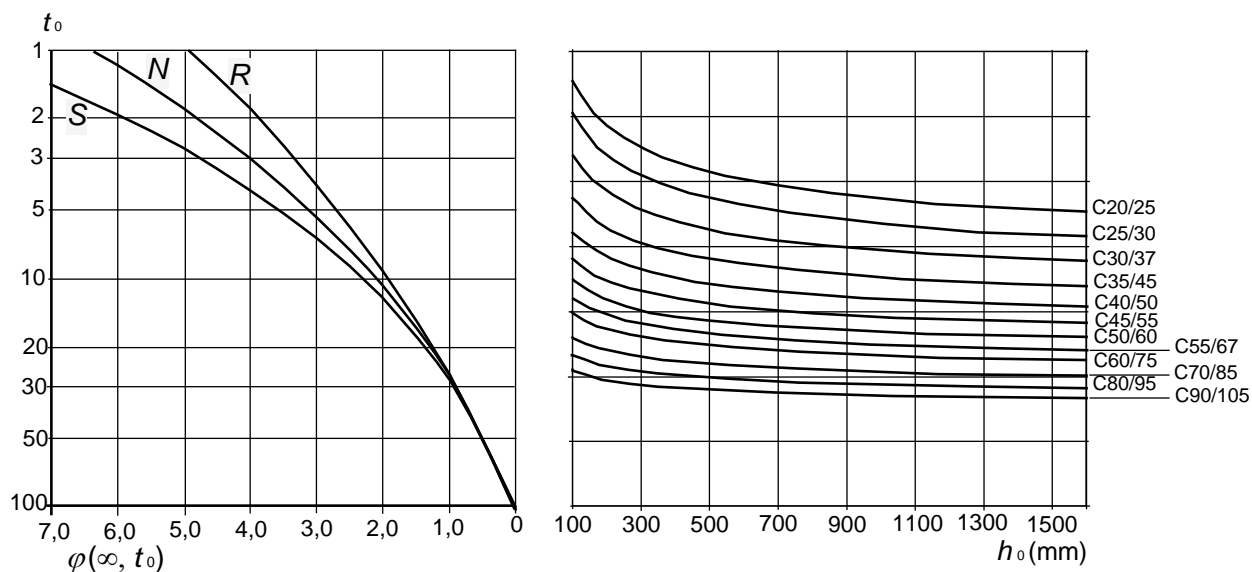
V primeru trajnih obremenitev, ki povzročajo lezenje, lahko celotno deformacijo, vključno z lezenjem, izračunamo z uporabo učinkovitega modula elastičnosti betona:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

$\varphi(t, t_0)$ koeficient lezenja, ki ustreza obremenitvi in časovnem intervalu

Preglednica 3.1.1: Vrednosti karakteristične trdnosti f_{ck} in modula elastičnosti E_{cm} za različne trdnostne razrede betona.

	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
$f_{ck}(MPa)$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$E_{cm}(GPa)$	27	29	30	31	33	34	35	36	37



Opomba: - presečišče med črtama 4 in 5 je lahko tudi nad točko 1
- za $t_0 > 100$ je dovolj natančno, če privzamemo, da je $t_0 = 100$ in uporabimo tangento

Slika 3.1.1: Določanje končnega koeficienta lezenja $\varphi(\infty, t_0)$ betona v notranjih pogojih: RH = 50 % (SIST EN 1992-1-1, 2004).

Za določitev koeficienta lezenja $\varphi(t, t_0)$ uporabimo Sliko 3.1.1., pri čemer je:

t_0starost betona v času obremenitve v dnevih

h_0nazivna velikost = $2A_c / u$, pri čemer je A_c ploščina prečnega prereza betona, u pa obseg dela betonskega prereza, ki je izpostavljen sušenju

S, N, R.....oznake razredov cementa.

3.2 Les

Les je organski material, sestavljen iz olesenelih vzdolžnih vlaken, por in vode, ki se ga že tisočletja uporablja pri gradnji objektov. Sprva je bila njegova uporaba predvsem posledica njegove dostopnosti v časih, ko še ni bilo tako široke izbire umetnih materialov za gradnjo. Kakovost lesa v gradbeništvu se meri po njegovih fizikalnih, mehanskih in reoloških lastnosti. Osnovne fizikalne lastnosti so: poroznost, vlažnost, prostorninska teža, krčenje in toplotna prevodnost. Mehanske lastnosti so: trdota, trdnost, duktilnost in deformabilnost. Reološki lastnosti lesa pa sta lezenje in delovanje lesa.



Slika 3.2.1: Deformiranje oblike izrezanega lesa med krčenjem zaradi sušenja.

3.2.1 Lezenje lesa

Tako kot pri betonu je tudi za les značilen reološki pojav lezenje.

Lezenje lesa je odvisno od časa trajanja obtežbe, nivoja napetosti, predvsem pa je zelo odvisno od vlažnosti lesa, še posebej pa ga poveča ciklično spreminjanje vlažnosti lesa. Lezenje je napetostno odvisno povečevanje deformacij oziroma pomikov.

V računu pomikov lezenje zajamemo tako, da reduciramo elastični modul:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + k_{def}}$$

E_{mean}povprečni modul elastičnosti

k_{def}koeficient lezenja v EC5

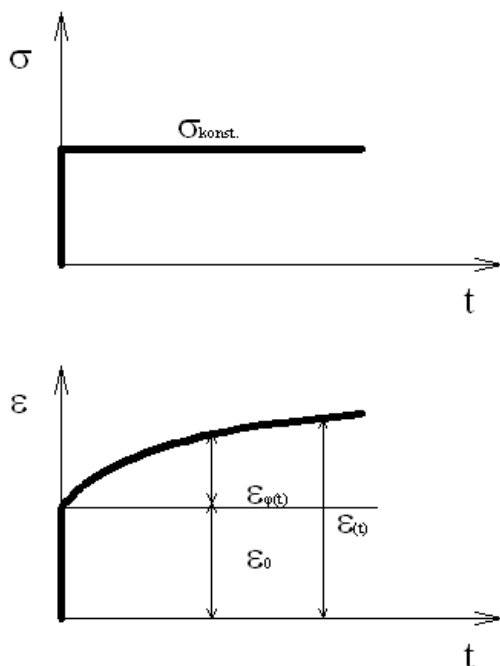
Lezenje lesa lahko izrazimo s pomočjo koeficienta lezenja $\varphi(t)$:

$$\varphi(t) = \frac{\varepsilon_{\varphi}(t)}{\varepsilon_0},$$

pri čemer je hipna začetna elastična deformacija:

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma}{E}$$

Na splošno velja, da lahko relativno lezenje pri zmerni obremenitvi v daljšem obdobju doseže vrednost začetne elastične deformacije. Lezenje je praviloma večje v prečni smeri in večje pri tlaku kot pri nategu.



Slika 3.2.2: Diagram lezenja pri konstantni obremenitvi.

Na Sliki 3.2.2 je prikazan časovni potek deformacije pri konstantni napetosti.

3.3 Časovno odvisno obnašanje kompozita beton-les

Obnašanje materiala pod dolgotrajno obtežbo in spreminjanje klimatskih pogojev povzroča prerazporeditev notranjih sil med elementoma (tanka betonska plast, stik in lesena rebra), zato prihaja do sprememb v napetostih. Če, npr. v betonu pride do večjega lezenja kot v lesu in stiku, potem napetost naraste v rebrih in se zmanjša v betonski plasti.

3.4 Vezna sredstva

Konstrukcija veznega sredstva je bistvenega pomena pri izdelavi kompozitnega materiala.

Vezno sredstvo mora prenesti strižne sile, ki se pojavijo med elementoma.

Pri uporabi v kompozitnih sestavljenih konstrukcijah iz betona in lesa se za vezno sredstvo lahko uporabljajo tudi gladki žebli. Pri tem, za gladke žeblice iz materiala z natezno trdnostjo večjo od 600N/mm^2 , upoštevamo naslednjo karakteristično vrednost momenta plastifikacije:

$$M_{y,Rk} = \frac{f_u}{600} 180d^{2,6},$$

kjer je:

$M_{y,Rk}$karakteristična vrednost momenta plastifikacije v Nmm

dpremer veznega sredstva v mm.

Projektni moment plastifikacije je:

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

kjer je:

γ_M delni faktor za lastnost materiala in odpornosti

3.5 Modul zdrsa kompozitne konstrukcije beton-les

Zaradi večje deformabilnosti lesa ni možno narediti popolnoma toge povezave med betonom in lesom s pomočjo mehanskih vezi. Togost vezi med betonom in lesom označimo z modulom zdrsa. Modul zdrsa določimo s pomočjo eksperimentov, za praktičen račun pa so za nekatere vrste veznih sredstev izrazi podani v standardih.

Modul zdrsa je odvisen od:

- lastnosti obeh materialov, kot so elastični modul betona in lesa, vlažnosti lesa, temperature,
- vrste povezave,
- geometričnih lastnosti prečnega prereza združenih materialov.

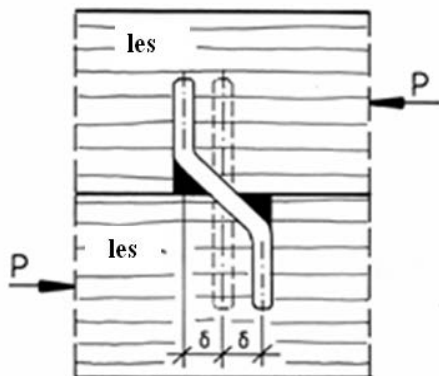
Glede na mejno stanje uporabnosti po Eurokodu 5, je začetna vrednost modula zdrsa K_{ser} odvisna od gostote lesa ρ ter od premera veznega sredstva d .

$$K_{ser} = \frac{\rho^{1,5} d^{0,8}}{30}$$

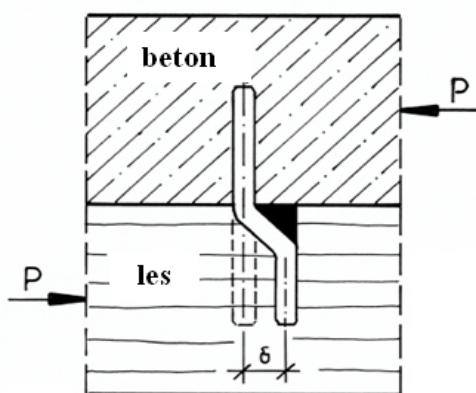
Zdrs v priključku v mejnem stanju nosilnosti se določi kot:

$$K_u = \frac{2}{3} K_{ser}$$

Po predlogu Evrokoda 5, z uporabo formul iz dodatka B, je potrebno za stik lesa in betona modul zdrsa K_{ser} pomnožiti z 2.



Slika 3.5.1: Prikaz deformacije veznega sredstva v sestavljenem lesenem sistemu.



Slika 3.5.2: Prikaz deformiranega veznega sredstva v kompozitnem nosilnem sistemu beton-les.

4 RAČUNSKA ANALIZA OBNAŠANJA KOMPOZITNEGA SISTEMA

Poglavje opisuje mehansko obnašanje kompozitne konstrukcije. Konstrukcija pod obremenitvijo zdrsi v stiku. Zaradi zdrsa pa konstrukcije ne obravnavamo v celoti, temveč jo razdelimo na posamezne sloje.

V tem poglavju je kompozitna konstrukcija tudi obravnavana z dvema računskima analizama.

4.1 Mehansko obnašanje kompozitne konstrukcije beton-les

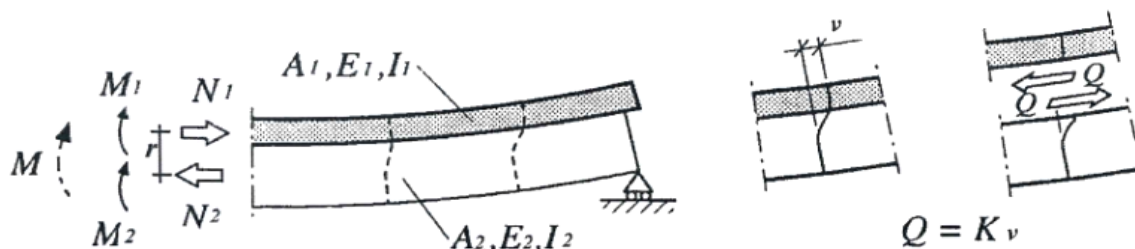
V kompozitni konstrukciji betona in lesa so stiki predvsem mehanski, kot npr. stik z žebli, vijaki in mozniki.

Ko takšno konstrukcijo upogibno obremenimo, se beton in les upogneta vsak zase. Tako med njima nastane zdrs, ki je maksimalen na koncu tramov in ničen v sredini, na konstantno obteženem prostoležečem nosilcu, kar je dobro razvidno s Slike 4.1.1.

Slika 4.1.1: Obnašanje kompozitnega nosilca s podajno povezavo (Ceccotti, 2002).

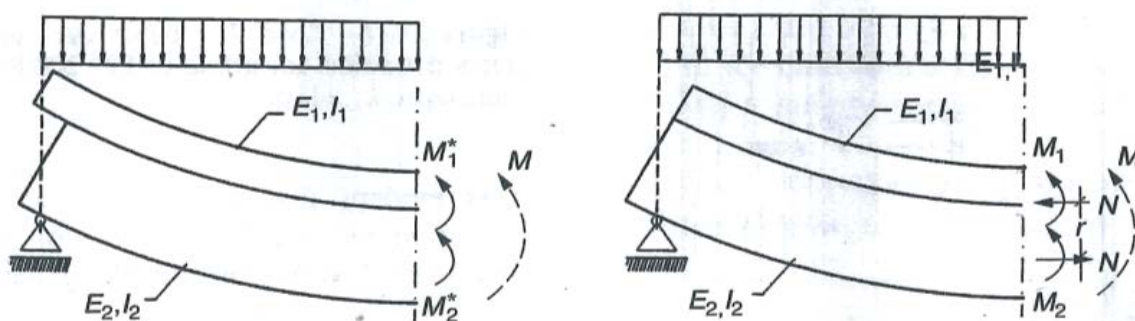
Klasične upogibne teorije za kompozitno konstrukcijo ne moremo uporabiti.

Pod obtežbo se v stiku med elementoma pojavijo notranje sile Q na vez, katere so tangencialne na stično ploskev med slojema. Notranje sile Q so na katerem koli mestu proporcionalne vrednosti zdrsa v vezi na istem mestu.



Slika 4.1.2: Zgornji betonski sloj je obremenjen na tlak in upogib, spodnji leseni sloj pa na nateg in upogib ($N_1 = N_2$); vezi so obremenjene na strig (Ceccotti, 1995).

Brez povezave bi se konstrukcija obnašala kot dve med seboj neodvisni komponenti (Slika 4.1.3). Pri popolno togi povezavi pa komponenti delujeta kot eno. Prečni prerez je pri taki povezavi raven, tako lahko govorimo o popolnoma kompozitnem delovanju.



Slika 4.1.3: (a) brez povezave

(b) toga povezava (Ceccotti, 1995).

Sile Q zagotavljajo ravnotežje vsakega posameznega sloja v smeri osi. Ker je zdrs v največji na koncih nosilcev, so prav tako tudi sile Q maksimalne na koncih nosilcev. Za popolno simetrično razporeditev obeh količin je ničla na sredini. To zahteva sistem ravnotežja osnih sil N_1 in N_2 . Ko je nosilec obtežen v čistem upogibu, delujeta sila N_1 v tlaku in N_2 v nategu. Obe sili sta na koncih nosilcev nični, največji pa v sredini nosilcev.

Ti dve sili delujeta kot dvojica sil, ki sta odvisni od deformacije in togosti vezi (nič bi dobili v primeru brez stika). Celoten upogibni moment prečnega prereza na sredini grede je enak vsoti upogibnih momentov v plasteh $M_1 + M_2$ in momenta zaradi dvojice sil N_1 in N_2 :

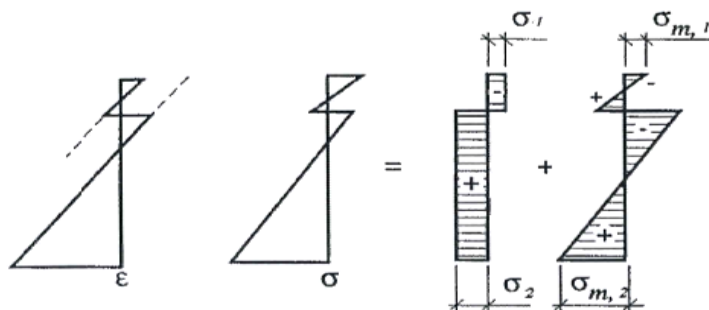
$$|N_1| = |N_2| = N$$

$$M = M_1 + M_2 + N \cdot r,$$

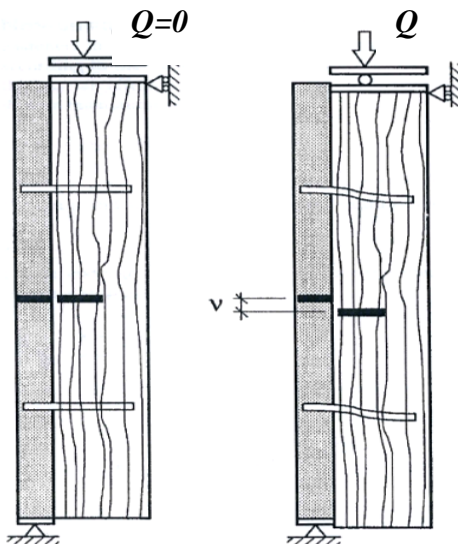
kjer je:

rročica sil, prikazana na Sliki 4.1.2.

Na Sliki 4.1.4 so prikazane deformacije in napetosti v primeru podajnega stika. Če povečamo togost vezi, potem se manjša upogibni moment v vsaki komponenti, osni sili N_1 in N_2 pa se večata.



Slika 4.1.4: Potek deformacij in napetosti po prerezu, napetostni diagram je posledica tlačnega upogiba in nateznega upogiba (Ceccotti, 1995).



Slika 4.1.5: Preiskava stika za določitev zveze med zdrsom v in silo Q (Cecotti, 2002).

Obremenitev vezi Q pri zdrsu ν znaša:

$$Q = K \nu,$$

kjer je K modul zdrsa (višje vrednosti ustrezajo bolj togi povezavi), katerega se določi na podlagi preiskav, prikazanih na Sliki 4.1.5.

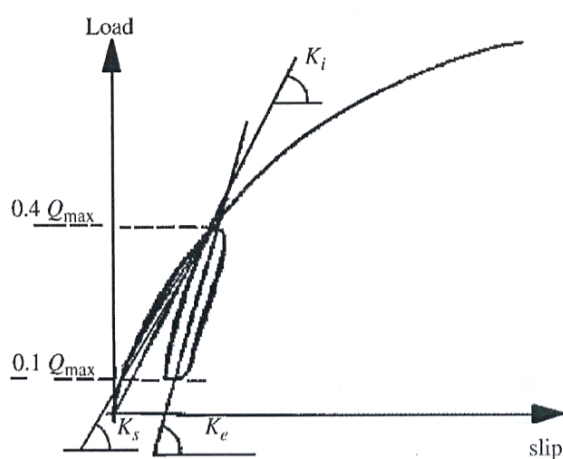
Kadar so vezna sredstva v stiku med slojema razporejena enakomerno, uporabljamo v analizah namesto modula zdrsa K modul zdrsa na enoto dolžine:

$$k = K/s,$$

kjer je:

s.....računska razdalja med veznimi sredstvi.

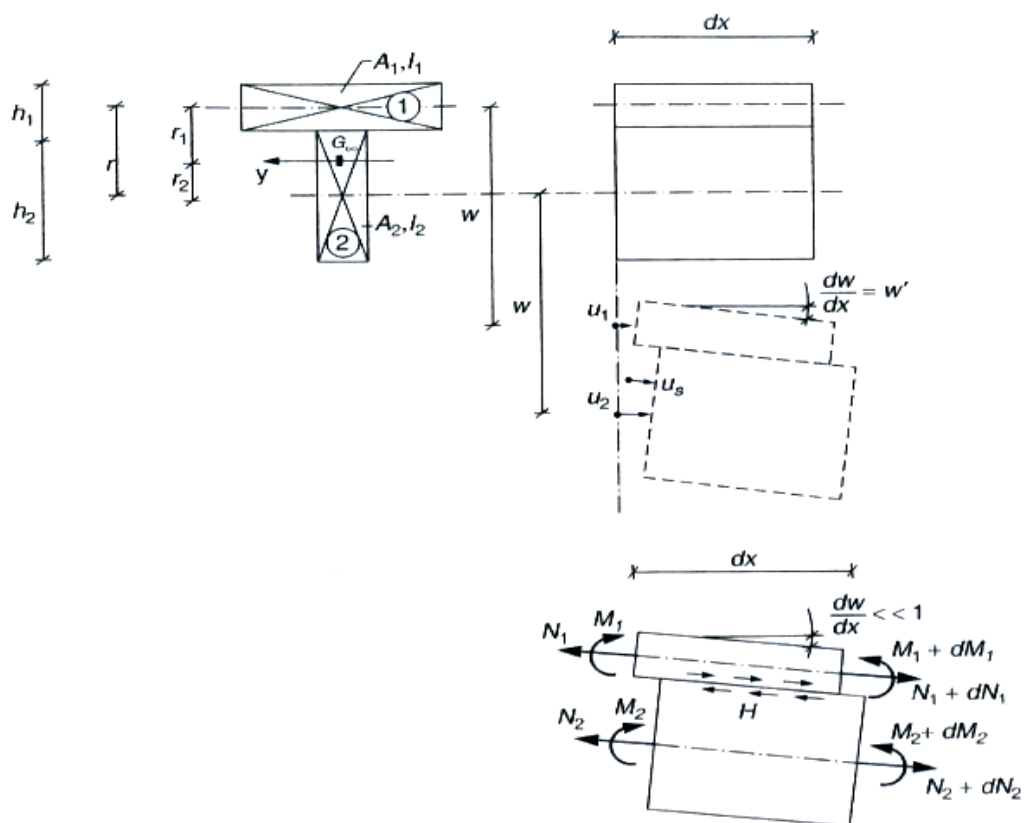
Čeprav je zdrs veznega sredstva nelinearno odvisen od sile v njem, je za inženirsko prakso smiselno privzeti analizi linearno obnašanje (Slika 4.1.6).



Slika 4.1.6: Zveza med obremenitvijo in zdrsom za določitev koeficienta zdrsa glede na EN 26891 (Cecotti, 2002).

4.2 Računska analiza po predlogu Ceccotti-ja

Pri izpeljavi ravnotežnih in deformacijskih enačb je upoštevana predpostavka, da velja za vsak sestavni del upogibna teorija, strižne deformacije pa so zanemarljive. Vezna sredstva so upoštevana kot enakomerno razporejena, prečni prerez ter togost pa sta v smeri vzdolžne osi konstantni. Zaradi enostavnosti je v stiku predpostavljeno linearno elastično obnašanje povezave.



Slika 4.2.1: Prikaz deformacijskega stanja dela nosilca (Ceccotti, 1995).

Iz ravnotežnih in deformacijskih enačb dobimo rešitev problema v obliki diferencialnih enačb. Na primer za $w(x)$, poves vzdolž nosilca (Ceccotti, 1995):

$$w'''' - \left(\frac{\delta}{\beta}\right)^2 w'' - \frac{1}{(EI)_0} (q(x) + M(x)\delta^2) = 0$$

$$(EI)_0 = E_1 I_1 + E_2 I_2,$$

kjer sta

$$\beta^2 = \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty}$$

$$\delta^2 = \frac{k}{(EA)_r}$$

$$(EI)_\infty = (EI)_0 + [(EI)_\infty - (EI)_0]$$

$$(EI)_\infty = (EI)_0 + (E_1 A_1) r_1^2 + (E_2 A_2) r_2^2$$

$$(EA)_r = \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2}$$

Za enostaven primer s konstantno zvezno razporeditvijo obtežbe q vzdolž nosilca ali s koncentrirano silo Q v sredini razpona je možno najti rešitve diferencialnih enačb v zaključeni obliki.

Za konstantno zvezno obtežbo q , je potek pomikov po nosilcu določen z naslednjim izrazom:

$$w(x) = w_\infty(x) + \frac{ql^2}{8(EI)_\infty} \frac{1-\beta^2}{\delta^2} \left[\frac{8\beta^2}{\delta^2 l^2} \left(\frac{\cosh \frac{x\delta}{\beta}}{\cosh \frac{l\delta}{2\beta}} - 1 \right) + 1 - \frac{4x^2}{l^2} \right],$$

kjer je $w_\infty(x)$ poves absolutno togega nosilca.

Poves v sredini razpona je določen z naslednjim izrazom:

$$w_0 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{(EI)_\infty} \frac{1}{\eta_q}$$

$$1/n_q = \left[1 + \frac{48(1-\beta^2)}{5\delta^2 l^2} \left(\frac{8\beta^2}{\delta^2 l^2} \left(\frac{1}{\cosh \frac{l\delta}{2\beta}} - 1 \right) + 1 \right) \right].$$

Za koncentrirano silo Q v sredini razpona je potek pomikov naslednje:

$$w(x) = w_\infty(x) + \frac{Ql}{4(EI)_\infty} \frac{1-\beta^2}{\delta^2} \left[\frac{2\beta}{l\delta} \left(\sinh \frac{x\delta}{\beta} - \operatorname{tgh} \frac{l\delta}{2\beta} \cosh \frac{x\delta}{\beta} \right) - \frac{2x}{l} + 1 \right]$$

in povs sredi razpona:

$$w_0 = \frac{1}{48} \frac{Ql^3}{(EI)_\infty} \frac{1}{\eta_Q}$$

$$1/n_Q = \left[1 + \frac{12(1-\beta^2)}{l^2 \delta^2} \left(1 - \frac{\operatorname{tgh} \frac{l\delta}{2\beta}}{\frac{l\delta}{2\beta}} \right) \right]$$

Razmerje med dejanskim pomikom $w(x)$ in pomikom togega nosilca $w_\infty(x)$ se spreminja vzdolž nosilca.

V primeru preprosto podprtega nosilca s sinusoidno porazdeljeno obtežbo vzdolž osi nosilca je rešitev najbolj preprosta (Slika 4.2.2).

Poves $w(x)$ vzdolž nosilca:

$$w(x) = \frac{M_0}{(EI)_\infty} \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \frac{1 + \left(\frac{\pi}{l\delta} \right)^2}{1 + \beta^2 \left(\frac{\pi}{l\delta} \right)^2} \cos \frac{\pi x}{l}$$

Ker je $w_\infty(x)$:

$$w_\infty(x) = \frac{M_0}{(EI)_\infty} \left(\frac{l}{\pi} \right)^2 \cos \frac{\pi x}{l},$$

je razmerje $1/\eta_{\sin}$ med dejanskim pomikom in pomikom togega nosilca konstanten vzdolž nosilca:

$$1/\eta_{\sin} = \frac{1 + \left(\frac{\pi}{l\delta}\right)^2}{1 + \beta^2 \left(\frac{\pi}{l\delta}\right)^2}$$

Torej lahko ta razmerje definiramo kot ustrezno efektivno togost:

$$(EI)_{\text{eff}} = \eta_{\sin} (EI)_{\infty}$$

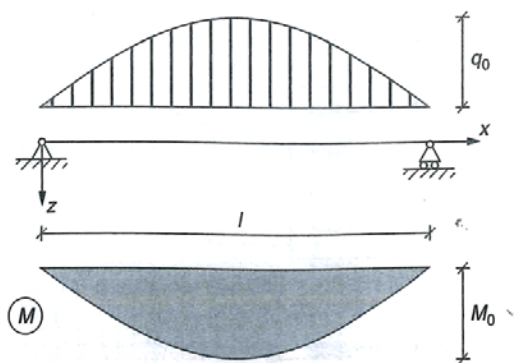
Zaradi tega je:

$$(EI)_{\text{eff}} = (EI)_0 + \gamma[(EI)_{\infty} - (EI)_0]$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi}{l\delta}\right)^2} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 (EA)_r}{kl^2}}$$

$\gamma = 1$ za popolnoma togo povezavo (lepljeno) in $\gamma = 0$ v primeru, ko ni povezave med elementoma.

Koeficient γ imenujemo koeficient učinkovitosti povezave.

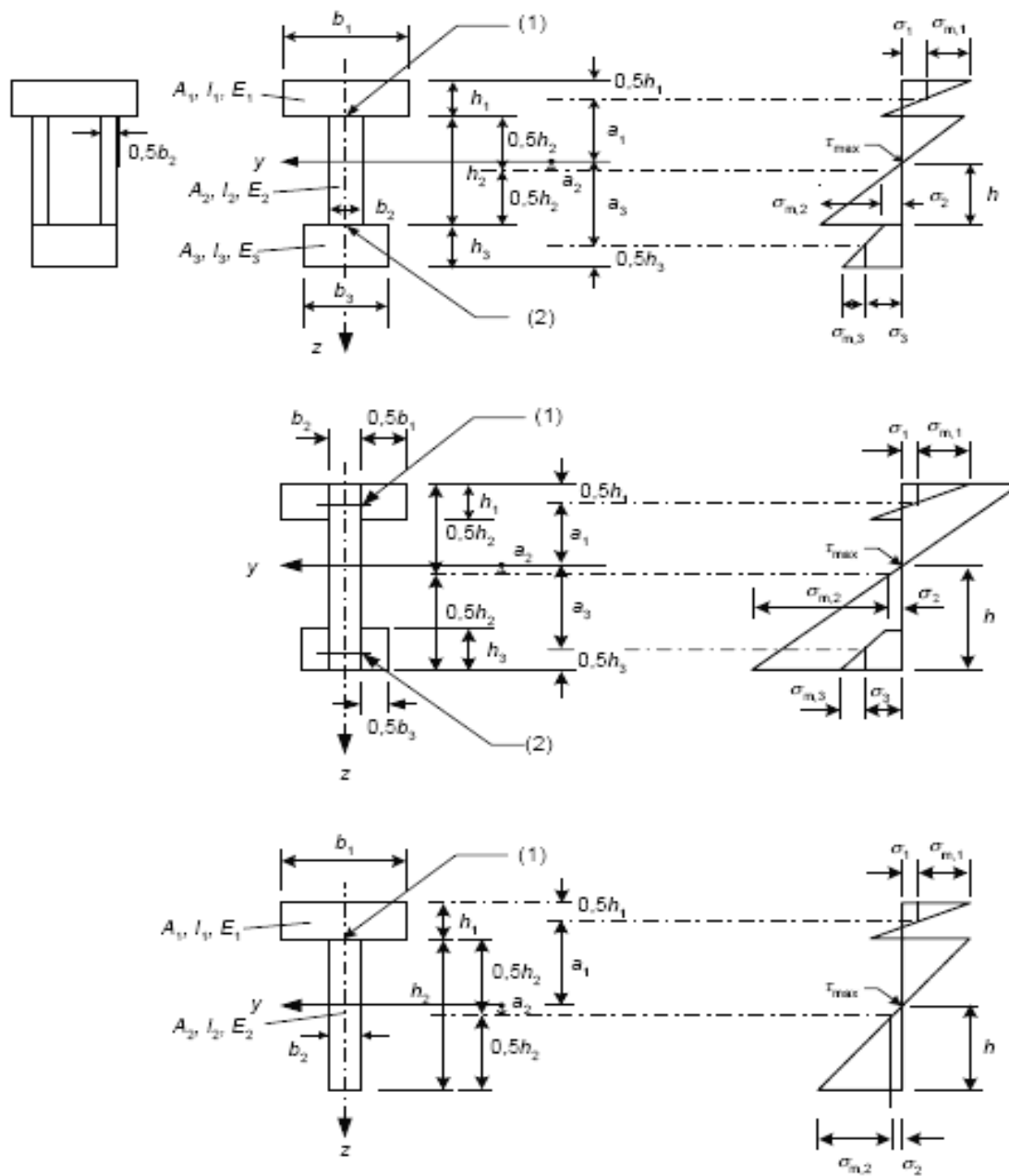


Slika 4.2.2: Primer nosilca s sinusno razporejeno obtežbo.

Vrednost efektivne togosti $(EI)_{\text{eff}}$ je odvisna od dolžine nosilca in od koeficienta učinkovitosti povezave.

4.3 Računska analiza sestavljenih elementov po Evrokodu 5

Glede na priporočilo iz dodatka B iz Evrokoda 5, lahko za različne prečne prereze s Slike 4.3.1 računamo po podanih korakih. Formule pa niso veljavne le za dvojno simetrične prečne prereze, temveč tudi za prereze v obliki T, kjer je $h_3 = 0$.



- (1) stik 1: razmik: s_1 modul zdrsa: K_1 obremenitev veznih sredstev: F_1
- (2) stik 2: razmik: s_3 modul zdrsa: K_3 obremenitev veznih sredstev: F_3

Slika 4.3.1: Prečni prerezi (levo) in porazdelitev upogibnih napetosti (desno) za škatlasto, I in T obliko prereza.

V nadaljevanju je navedena računsko analiza po EVROKODU 5 za kompozitne konstrukcije beton-les.

Efektivna upogibna togost je podana z naslednjim izrazom:

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2),$$

kjer je

$$A_i = b_i h_i$$

$$I_i = \frac{b_i h_i^2}{12}$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_i A_i}{k_i l^2}} \quad \text{za } i=1 \text{ in } i=3$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) - \gamma_3 E_3 A_3 \left(\frac{h_2 + h_3}{2} \right)}{\sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}$$

Normalne napetosti so podane z naslednjim izrazom:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{eff}}$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0.5 E_i h_i M}{(EI)_{eff}}$$

Maksimalna strižna napetost je podana z naslednjim izrazom:

$$\tau_{2,max} = \frac{\gamma_3 E_3 A_3 a_3 + 0.5 E_2 b_2 h_2^2}{b_2 (EI)_{eff}} V$$

Obremenitev na vezno sredstev je podana kot:

$$Q_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{eff}} V, \quad \text{kjer je } i=1 \text{ in } i=3.$$

5 RAČUNSKI PRIMER STROPNE KONSTRUKCIJE

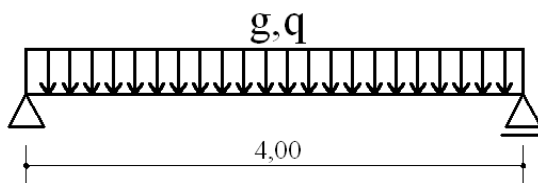
Kot je v nalogi že pojasnjeno, se kompozitna sestavljena konstrukcija beton-les lahko uporablja za obnovo hiš, kot upogibni element stropnih konstrukcij.

Kot primer kompozitne konstrukcije iz betona in lesa, je obravnavana upogibna stropna konstrukcija preko enega polja. Prikazan je postopek izračuna po računski analizi po predlogu Ceccotti-ja in po računski analizi iz standarda Evrokod 5. Na podlagi izračunov je podana tudi potrebna armatura.

5.1 Osnovni podatki stropne konstrukcije

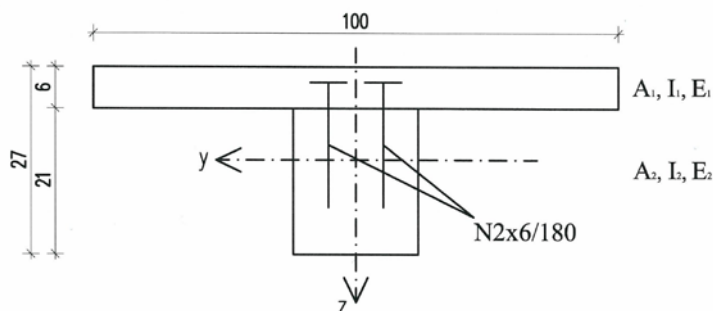
Geometrija konstrukcije

Geometrija nosilca:



Slika 5.1.1: Geometrija nosilca.

Prečni prerez:



Slika 5.1.2: Prečni prerez.

Lastnosti materialov

Beton: C25/30

Les: C30

Jeklo: S500

Vezno sredstvo: zabiti žebli N 2x6/180

Modul elastičnosti betona C25/30: $E_1 = 3100 \text{ kN/cm}^2$ Modul elastičnosti lesa C30: $E_2 = 1200 \text{ kN/cm}^2$ Gostota betona: $\rho_1 = 2500 \text{ kg/m}^3$ Gostota lesa: $\rho_2 = 380 \text{ kg/m}^3$ Koeficient lezenja betona pri času 28 dni: $\phi = 2,1$ (koeficient, razbran s Slike 3.1.1 po EC2)Modifikacijski faktor pri srednje dolgotrajni obtežbi: $k_{\text{mod}} = 0,8$

Deformacijski faktor:

$$k_{\text{def},g} = k_{\text{def}} = 0,8$$

$$k_{\text{def},q} = \psi_2 k_{\text{def}} = 0,3 * 0,8 = 0,24 \cong 0,25$$

Varnostni faktor: $\gamma_{M,\text{jeklo}} = 1,1$ in $\gamma_{M,\text{les}} = 1,3$ Karakteristična upogibna trdnost lesa: $f_{m,k} = 3 \text{ kN/cm}^2$ Karakteristična strižna trdnost: $f_{v,k} = 0,3 \text{ kN/cm}^2$ Karakteristična natezna trdnost: $f_{t,o,k} = 1,8 \text{ kN/cm}^2$ **Karakteristične vrednosti vplivov**

Stalna in lastna obtežba	g_k	2,14 kN/m	oz.	0,0214 kN/cm
Spremenljiva obtežba	q_k	2,00 kN/m	oz.	0,0200 kN/cm

Izračun notranjih statičnih količin

Maksimalni upogibni moment

$$M_d = \frac{(\gamma_g g_k + \gamma_q q_k)L^2}{8} = \frac{(1,35 * 0,0214 + 1,50 * 0,02) * 400^2}{8} = 1178,78 \text{ kNcm}$$

Maksimalna prečna sila

$$V_d = \frac{(\gamma_g g_k + \gamma_q q_k)L}{2} = \frac{(1,35 * 0,0214 + 1,50 * 0,02) * 400}{2} = 11,79 \text{ kN}$$

Razdalja med veznimi sredstvi

Vezno sredstvo N 2x6/180

$$s_{\min} = 5d = 5 * 0,46 = 3 \text{ cm}$$

$$s_{dej} = s_{\min} / n = 3 / 2 = 1,5 \text{ cm}$$

$$s_{dej} = 1,5 \text{ cm}$$

5.2 Izračun pomikov v stropni plošči po analizi Ceccoti in EC2**5.2.1 Izračun stropne konstrukcije po predlogu Ceccotti****Izračun modula zdrsa**

$$K_{ser} = 2 \frac{\rho^{1,5} d^{0,8}}{30} = 2 * \frac{974,68^{1,5} * 6^{0,8}}{30} = 2 * 1035,32 \text{ N / mm}$$

$$K_{ser} = 2070,64 \text{ N / mm} = 20,71 \text{ kN / cm}$$

Modul zdrsa na enoto dolžine

$$k = K_{ser} / s = 20,71 / 1,5 = 13,80$$

Karakteristike prereza

$$A_1 = b_1 h_1 = 100 * 6 = 600 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = b_2 h_2 = 18 * 21 = 378 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = b_1 h_1^3 / 12 = 100 * 6^3 / 12 = 1800 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = b_2 h_2^3 / 12 = 18 * 21^3 / 12 = 13891,5 \text{ cm}^4$$

Upogibna togost

$$(EI)_0 = E_1 I_1 + E_2 I_2 = 3100 * 1800 + 1200 * 13891,5 = 22249800 \text{ kNcm}^2$$

$$(EA)_r = \frac{E_1 A_1 \cdot E_2 A_2}{E_1 A_1 + E_2 A_2} = \frac{3100 * 600 * 1200 * 378}{3100 * 600 + 1200 * 378} = 364668,05 \text{ kN}$$

Podajnost veznih sredstev

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\pi}{L\delta}\right)^2} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 (EA)_r}{kL^2}}$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * 364668,05}{13,80 * 400^2}} = 0,38$$

$$\gamma_2 = 1$$

$$a_1 = (h_1 + h_2) - 0,5h_2 - a_2 - 0,5h_1 = (6 + 21) - 0,5 * 21 - 10,22 - 0,5 * 6 = 3,28 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,38 * 3100 * 600 * (6 + 21)}{2(0,38 * 3100 * 600 + 1 * 1200 * 378)} = 10,22 \text{ cm}$$

$$(EI)_\infty = (EI)_0 + [(EI)_\infty - (EI)_0]$$

$$(EI)_\infty = (EI)_0 + (E_1 A_1) a_1^2 + (E_2 A_2) a_2^2$$

$$(EI)_\infty = 22249800 + (3100 * 600) * 3,28^2 + (1200 * 378) * 10,22^2 = 89631298,35 \text{ kNcm}^2$$

$$\beta^2 = \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty} = \frac{22249800}{89631298,35} = 0,24823695$$

$$\beta = \sqrt{\beta^2} = \sqrt{0,24823695} = 0,49823383$$

$$\delta^2 = \frac{k}{(EA)_r} = \frac{13,80}{364668,05} = 0,00003785$$

$$\delta = \sqrt{\delta^2} = \sqrt{0,00003785} = 0,00615259$$

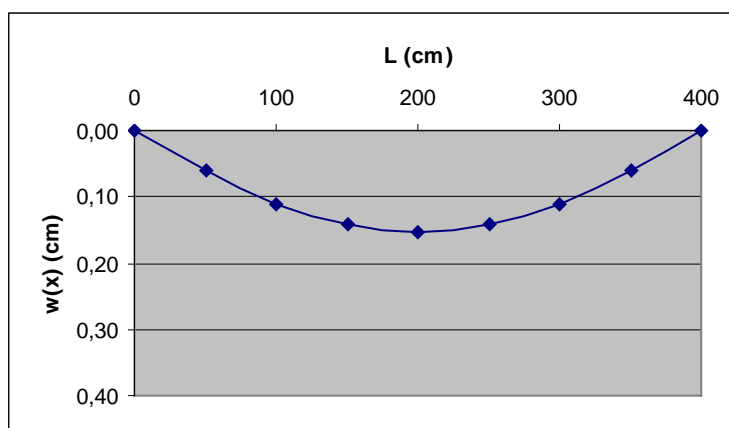
Potek pomikov vzdolž nosilca ob konstantni obteži q

Poves absolutno togo povezanega nosilca vzdolž nosilca:

$$w_{\infty}(x) = \frac{qL^4}{24(EI)_{\infty}} \left(\frac{x}{L} - 2\frac{x^3}{L^3} + \frac{x^4}{L^4} \right)$$

Preglednica 5.2.1: Izračun pomikov $w_{\infty}(x)$ na razdalji x.

x	$w_{\infty}(x)$
0	0,0000
50	0,0598
100	0,1098
150	0,1427
200	0,1541
250	0,1427
300	0,1098
350	0,0598
400	0,0000



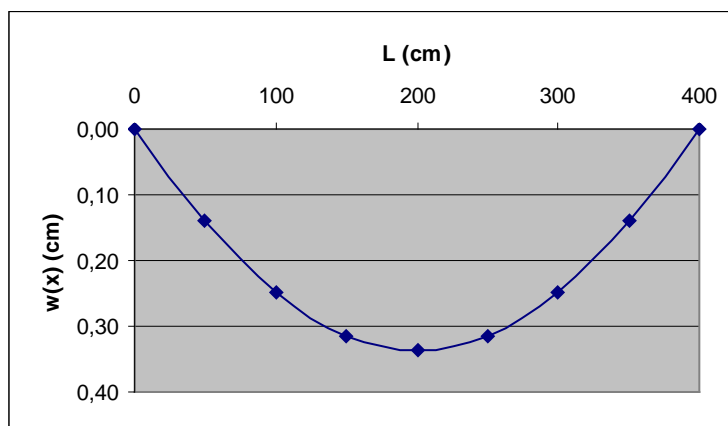
Slika 5.2.1: Potek pomikov $w_{\infty}(x)$ vzdolž nosilca ob konstantni obteži q.

Potek pomikov vzdolž nosilca:

$$w(x) = w_{\infty}(x) + \frac{qL^2}{8(EI)_{\infty}} \frac{1-\beta^2}{\delta^2} \left[\frac{8\beta^2}{\delta^2 L^2} \left(\frac{\cosh \frac{x\delta}{\beta}}{\cosh \frac{L\delta}{2\beta}} - 1 \right) + 1 - \frac{4x^2}{L^2} \right]$$

Preglednica 5.2.2: Izračun pomikov $w(x)$ na razdalji x .

x	$w(x)$
0	0,0000
50	0,1401
100	0,2475
150	0,3148
200	0,3377
250	0,3148
300	0,2475
350	0,1401
400	0,0000



Slika 5.2.2: Potek pomikov $w(x)$ vzdolž nosilca pod obtežbo q .

Poves v sredini razpona

$$1/\eta_q = \left[1 + \frac{48(1-\beta^2)}{5\delta^2 L^2} \left(\frac{8\beta^2}{\delta^2 L^2} \left(\frac{1}{\cosh \frac{L\delta}{2\beta}} - 1 \right) + 1 \right) \right]$$

$$1/\eta_q = \left[1 + \frac{48 * (1 - 0,24823695)}{5 * 0,00003785 * 400^2} \left(\frac{8 * 0,24823695}{0,00003785 * 400^2} \left(\frac{1}{\cosh * \frac{400 * 0,0615259}{2 * 0,49823383}} - 1 \right) + 1 \right) \right]$$

$$1/\eta_q = 2,19$$

$$w_0 = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{(EI)_\infty \eta_q}$$

$$w_0 = \frac{5}{384} * \frac{(2,14 + 0,02) * 400^4}{89631298,35} * 2,19$$

$$\underline{w_0 = 0,3377 \text{ cm}}$$

5.2.2 Izračun stropne konstrukcije po standardu Evrokod 5**Vhodni podatki**

Projektna upogibna trdnost lesa

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,8 * \frac{3}{1,3} = 1,85 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Projektna strižna trdnost lesa

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,8 * \frac{0,3}{1,3} = 0,18 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Projektna natezna trdnost lesa

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_m} = 0,8 * \frac{1,8}{1,3} = 1,11 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Karakteristike sestavnih delov prereza

$$A_1 = b_1 h_1 = 100 * 6 = 600 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = b_2 h_2 = 18 * 21 = 378 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = b_1 h_1^3 / 12 = 100 * 6^3 / 12 = 1800 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = b_2 h_2^3 / 12 = 18 * 21^3 / 12 = 13891,5 \text{ cm}^4$$

Strižno obremenjeni žebli

$$M_{y,k} = \frac{f_u}{600} 180 d^{2,6} = \frac{600}{600} * 180 * 6^{2,6} = 18987,41 \text{ Nmm} = 18,99 \text{ kNcm}$$

$$M_{y,d} = M_{y,k} / \gamma_m = 18,99 / 1,1 = 17,26 \text{ kNcm}$$

MEJNO STANJE NOSILNOSTI

Kontrola napetosti

Izračun togosti veznih sredstev

$$K_{ser} = 2 \frac{\rho_1^{1,5} d^{0,8}}{30} = 2 * \frac{380^{1,5} * 6^{0,8}}{30} = 2 * 1035,32 \text{ N} / \text{mm}$$

$$K_{ser} = 2070,64 \text{ N} / \text{mm} = 20,71 \text{ kN} / \text{cm}$$

(MSN)

$$K_u = 2/3 K_{ser} = 2/3 * 20,71 kN/cm = 13,80 kN/cm$$

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_{dej}}{K_u L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 * 3100 * 600 * 1,5}{13,80 * 400^2} \right)^{-1} = 0,0743$$

$$\gamma_2 = 1$$

Efektivna upogibna togost

$$a_1 = (h_1 + h_2) - 0,5h_2 - a_2 - 0,5h_1 = (6 + 21) - 0,5 * 21 - 3,15 - 0,5 * 6 = 10,35 cm$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,0743 * 3100 * 600 * (6 + 21)}{2(0,0743 * 3100 * 600 + 1 * 1200 * 378)} = 3,15 cm$$

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

$$(EI)_{eff} = (3100 * 1800 + 0,0743 * 3100 * 600 * 10,35^2) + (1200 * 13891,5 + 1 * 1200 * 378 * 3,15^2)$$

$$(EI)_{eff} = 41545655,16 kNcm^2$$

Izračun napetosti

Tlačne napetosti – beton:

$$\sigma_{1,d} = \gamma_1 E_1 a_1 M_d / (EI)_{eff} = 0,0743 * 3100 * (-10,35) * 1178,78 / 41545655,16 = -0,0676 kN/cm^2$$

$$\sigma_{m,1,d} = -0,5 E_1 h_1 M_d / (EI)_{eff} = -0,5 * 3100 * 6 * 1178,78 / 41545655,16 = -0,2639 kN/cm^2$$

$$\sigma_{c,d} = \sigma_1 + \sigma_{m,1} = -0,0676 + (-0,2639) = -0,3315 \geq -1,42 = -f_{c,d}$$

Natezne napetosti - les

$$\sigma_{2,d} = \gamma_2 E_2 a_2 M_d / (EI)_{eff} = 1 * 1200 * 3,15 * 1178,78 / 41545655,16 = 0,1073 kN/cm^2$$

$$\sigma_{m,2,d} = 0,5 E_2 h_2 M_d / (EI)_{eff} = 0,5 * 1200 * 21 * 1178,78 / 41545655,16 = 0,3575 kN/cm^2$$

$$\sigma_{2,d} \leq f_{t,0,d} = 0,1073 \leq 1,11$$

$$\sigma_{t,d} = \sigma_{2,d} + \sigma_{m,2,d} = 0,1073 + 0,3575 = 0,4648 \leq 1,85$$

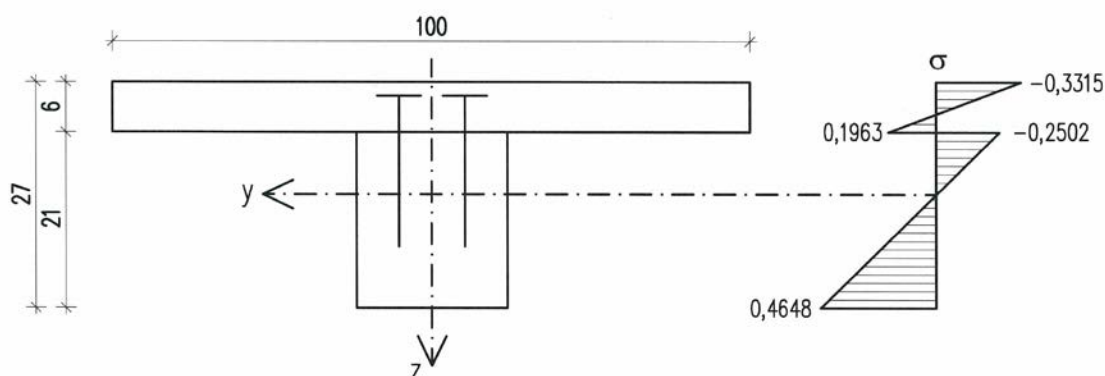
$$\text{Beton - tlak: } \sigma_{1,d} + \sigma_{m,1,d} = -0,0676 + (-0,2639) = -0,3315$$

$$\text{-nateg: } \sigma_{1,d} - \sigma_{m,1,d} = -0,0676 - (-0,2639) = 0,1963$$

$$\text{Les - nateg: } \sigma_{2,d} + \sigma_{m,2,d} = 0,1073 + 0,3575 = 0,4648$$

$$\text{-tlak: } \sigma_{2,d} - \sigma_{m,2,d} = 0,1073 - 0,3575 = -0,2502$$

Prikaz normiranih napetosti po prerezu



Slika 5.2.3: Prikaz normiranih napetosti po prerezu.

Izbran sestavljeni prerez ustreza kontroli poteka napetosti.

Kontrola strižnih napetosti

$$\tau_{2,\max} = \frac{0,5E_2b_2h_2^2N_d}{b_2(EI)_{\text{eff}}} = \frac{0,5 * 1200 * 18 * 21^2 * 11,79}{18 * 41545655,16} = 0,0751 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\tau_{2,\max} = 0,0751 \text{ kN} / \text{cm}^2 \leq 0,18 = f_{v,d}$$

Izbran sestavljeni prerez ustreza kontroli strižnih napetosti.

Kontrola nosilnosti veznih sredstev

$$f_{h,k} = 0,082\rho_k d^{-0,3} = 0,082 * 380 * 6^{-0,3} = 18,2033 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 180d^{2,6} = 180 * 6^{2,6} = 18987,41 \text{ Nmm}$$

$$F_{v,Rk} = 2,3\sqrt{M_{y,Rk} f_{hk} d} = 2,3 * \sqrt{18987,41 * 18,2033 * 6} = 3,3122 \text{ N}$$

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_{dej} N_d}{(EI)_{eff}} = \frac{0,0743 * 3100 * 600 * 10,35 * 1,5 * 11,79}{41545655,16} = 0,6083kN$$

$$F_{1,d} \leq F_{r,d} = 0,6083kN \leq 3,3122kN$$

Izbrana vezna sredstva in njihov razmak ustrezajo kontroli.

MEJNO STANJE UPORABNOSTI

Izračun togosti veznih sredstev

$$K_{ser} = 2 \frac{\rho_1^{1,5} d^{0,8}}{30} = 2 * \frac{380^{1,5} * 6^{0,8}}{30} = 2 * 1035,32N / mm$$

$$K_{ser} = 2070,64N / mm = 20,71kN / cm$$

(MSU)

$$\gamma_1 = \left(1 + \frac{\pi^2 E_1 A_1 s_{dej}}{K_{ser} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 * 3100 * 600 * 1,5}{20,71 * 400^2} \right)^{-1} = 0,1074$$

$$\gamma_2 = 1$$

Efektivna upogibna togost

$$a_1 = (h_1 + h_2) - 0,5h_2 - a_2 - 0,5h_1 = (6 + 21) - 0,5 * 21 - 4,13 - 0,5 * 6 = 9,37cm$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_i E_i A_i} = \frac{0,1074 * 3100 * 600 * (6 + 21)}{2(0,1074 * 3100 * 600 + 1 * 1200 * 378)} = 4,13cm$$

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2)$$

$$(EI)_{eff} = (3100 * 1800 + 0,1074 * 3100 * 600 * 9,37^2) + (1200 * 1389,5 + 1 * 1200 * 378 * 4,13^2)$$

$$(EI)_{eff} = 47524520,01kNcm^2$$

Kontrola povesa

ZAČETNO STANJE:

Stalna in lastna obtežba

$$w_{inst,g} = \frac{5g_k L^4}{384(EI)_{eff}} = \frac{5 * 0,0214 * 400^4}{384 * 47524520,01} = 0,1504cm$$

$$w_{inst,g} = 0,1504cm \leq 1,33 = L / 300$$

Koristna obtežba

$$w_{inst,q} = \frac{5q_k L^4}{384(EI)_{eff}} = \frac{5 * 0,02 * 400^4}{384 * 47524520,01} = 0,1403cm$$

$$w_{inst,q} = 0,1403cm \leq 1,33 = L / 300$$

KONČNO STANJE:

Stalna in lastna obtežba

$$E_{1,g} = E_1 / (1 + \varphi) = 3100 / (1 + 2,1) = 1000kN / cm^2$$

$$E_{2,g} = E_2 / (1 + k_{def,g}) = 1200 / (1 + 0,8) = 666,67kN / cm^2$$

$$K_{ser,g} = K_{ser} / (1 + 2k_{def,g}) = 20,71 / (1 + 2 * 0,8) = 7,96kN / cm$$

Podajnost veznih sredstev

$$\gamma_{1,g} = \left(1 + \frac{\pi^2 E_{1,g} A_1 s_{dej}}{K_{ser,g} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 * 1000 * 600 * 1,5}{7,96 * 400^2} \right)^{-1} = 0,1255$$

$$\gamma_{2,g} = 1$$

Efektivna upogibna togost

$$a_{1,g} = (h_1 + h_2) - 0,5h_2 - a_{2,g} - 0,5h_1 = (6 + 21) - 0,5 * 21 - 3,11 - 0,5 * 6 = 10,39cm$$

$$a_{2,g} = \frac{\gamma_{1,g} E_{1,g} A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_{i,g} E_{i,g} A_i} = \frac{0,1255 * 1000 * 600 * (6 + 21)}{2(0,1255 * 1000 * 600 + 1 * 666,67 * 378)} = 3,11cm$$

$$(EI)_{eff,g} = \sum_{i=1}^2 (E_{i,g} I_i + \gamma_{i,g} E_{i,g} A_i a_{i,g}^2)$$

$$(EI)_{eff,g} = (1000 * 1800 + 0,1255 * 1000 * 600 * 10,39^2) + (666,67 * 13891,5 + 1 * 666,67 * 378 * 3,11^2)$$

$$(EI)_{eff,g} = 21624300,11 \text{ kNcm}^2$$

$$w_{fin,g} = \frac{5 g_k L^4}{384 (EI)_{eff,g}} = \frac{5 * 0,0214 * 400^4}{384 * 21624300,11} = 0,3304 \text{ cm}$$

$$w_{fin,g} = 0,3304 \text{ cm} \leq 2,00 = L / 200$$

Koristna obtežba

$$E_{1,q} = E_1 / (1 + \varphi) = 3100 / (1 + 2,1) = 1000 \text{ kN / cm}^2$$

$$E_{2,q} = E_2 / (1 + k_{def,q}) = 1200 / (1 + 0,25) = 960 \text{ kN / cm}^2$$

$$K_{ser,q} = K_{ser} / (1 + 2k_{def,q}) = 20,71 / (1 + 2 * 0,25) = 13,80 \text{ kN / cm}$$

Podajnost veznih sredstev

$$\gamma_{1,q} = \left(1 + \frac{\pi^2 E_{1,q} A_1 s_{dej}}{K_{ser,q} L^2} \right)^{-1} = \left(1 + \frac{\pi^2 * 1000 * 600 * 1,5}{13,80 * 400^2} \right)^{-1} = 0,1991$$

$$\gamma_{2,q} = 1$$

Efektivna upogibna togost

$$a_{1,q} = (h_1 + h_2) - 0,5h_2 - a_{2,q} - 0,5h_1 = (6 + 21) - 0,5 * 21 - 3,34 - 0,5 * 6 = 10,16 \text{ cm}$$

$$a_{2,q} = \frac{\gamma_{1,q} E_{1,q} A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^2 \gamma_{i,q} E_{i,q} A_i} = \frac{0,1991 * 1000 * 600 * (6 + 21)}{2(0,1991 * 1000 * 600 + 1 * 960 * 378)} = 3,34 \text{ cm}$$

$$(EI)_{eff,q} = \sum_{i=1}^2 (E_{i,q} I_i + \gamma_{i,q} E_{i,q} A_i a_{i,q}^2)$$

$$(EI)_{eff,q} = (1000 * 1800 + 0,1991 * 1000 * 600 * 10,16^2) + (960 * 13891,5 + 1 * 960 * 378 * 3,34^2)$$

$$(EI)_{eff,q} = 31517549,96 \text{ kNcm}^2$$

$$w_{fin,q} = \frac{5q_k L^4}{384(EI)_{eff}} = \frac{5 * 0,02 * 400^4}{384 * 31517549,96} = 0,2115 \text{ cm}$$

$$u_{fin,q} = 0,2115 \text{ cm} \leq 2,00 = L / 200$$

$$w_{net,fin} = w_{fin,g} + w_{fin,q}$$

$$w_{net,fin} = 0,3304 + 0,2115 = 0,5420 \text{ cm}$$

$$w_{net,fin} = 0,5420 \text{ cm}$$

$$w_{net,fin} = 0,5420 \text{ cm} \leq 2,0 \text{ cm} = L / 200$$

Izbrani sestavljen prerez ustreza vsem pogojem.

5.3 Izračun potrebne armature v stropni konstrukciji

Plošča dimenzij: $b/L = 500 \text{ cm} / 400 \text{ cm}$.

Lastnosti materiala

Beton C25/30

Karakteristična tlačna trdnost

$$f_{ck} = 2,5 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Projektna tlačna trdnost

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 2,5 / 1,5 = 1,67 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Jeklo S500

Karakteristična meja elastičnosti

$$f_{yk} = 50,0 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Projektna meja elastičnosti

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 50 / 1,15 = 43,48 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

Delni faktorji varnosti za material:

$$\text{beton } \gamma_c = 1,5$$

$$\text{jeklo } \gamma_s = 1,15$$

Upogibno armaturo v kompozitni konstrukciji položimo v osrednjo ravnino betona. Torej je težišče armature v smeri X in Y 3 cm oddaljeno od roba.

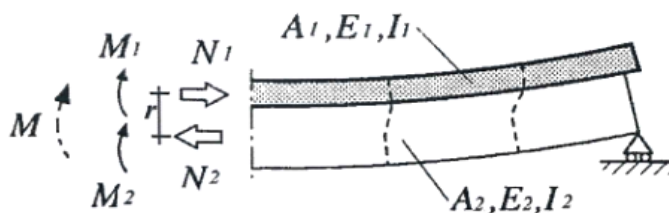
$$a = 3 \text{ cm}$$

Statična višina

$$d = 3 \text{ cm}$$

Dimenzioniranje

Za dimenzioniranje stropne betonske konstrukcije potrebujemo moment M_1 , katerega dobimo iz celotnega momenta M , momenta M_2 in osno silo N_1 , ki je enaka N_2 oziroma N .



Slika 5.3.1: Celotni upogibni moment je enak vsoti upogibnih momentov v plasteh in momenta zaradi dvojice sil N_1 in N_2 .

$$M = M_1 + M_2 + Nr$$

$$N = N_1 = N_2$$

$$A_2 = b_2 h_2 = 18 * 21 = 378 \text{ cm}^2$$

$$W_2 = \frac{b_2 h_2^2}{6} = \frac{18 * 21^2}{6} = 1323 \text{ cm}^3,$$

kjer je

A_2ploščina lesa

W_2odpornostni moment lesa

$$N = N_1 = N_2 = \sigma_2 A_2$$

$$N = N_1 = N_2 = 0,1073 * 378 = 40,56 \text{ kN}$$

$$M_2 = \sigma_{m,2} W_2 = 0,3575 * 1323 = 472,97 \text{ kNcm}$$

$$M_1 = M - M_2 - Nr$$

$$M_{1,d} = 1178,78 - 472,97 - 40,56 * 13,5 = 158,39 \text{ kNcm}$$

Vzdolžna smer:

$$k_d = \frac{M_{1,d}}{f_{cd} b d^2} = \frac{158,39}{1,67 * 100 * 3^2} = 0,1053$$

$$k_s = 1,069$$

$$A_s = k_s \frac{M_d}{df_{yd}} + \frac{N}{f_{yd}} = 1,069 * \frac{158,34}{3 * 43,48} + \frac{(-40,56)}{43,48} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Prečna smer:

$$M_d = \frac{(\gamma_g g_k + \gamma_q q_k) b^2}{8} = \frac{(1,35 * 0,02 + 1,50 * 0,02) * 100^2}{8} = 71,25 \text{ kNcm}$$

$$k_d = \frac{M_d}{f_{cd} b d^2} = \frac{71,25}{1,67 * 100 * 3^2} = 0,0474$$

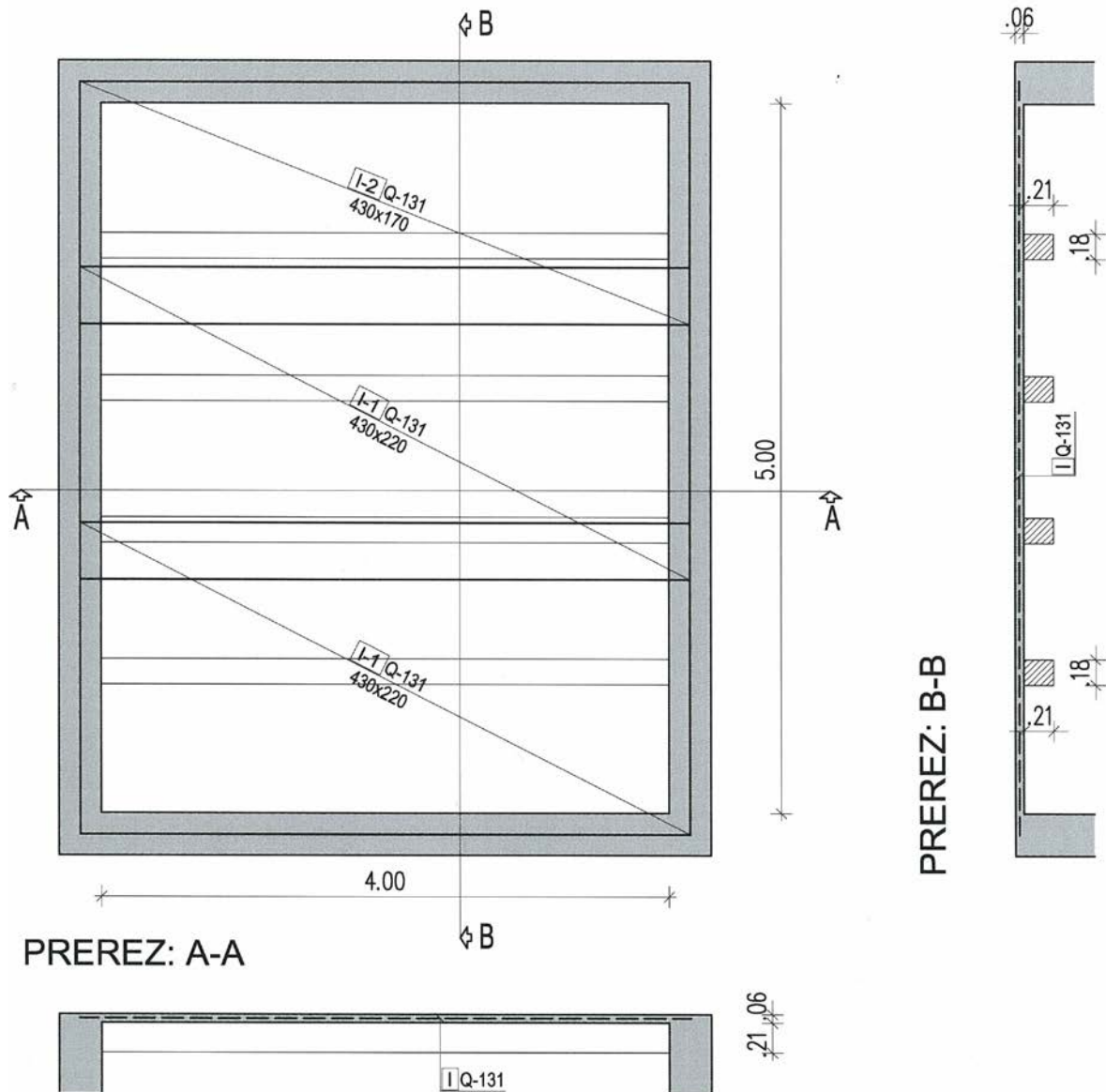
$$k_s = 1,038$$

$$A_s = k_s \frac{M_d}{df_{yd}} = 1,038 * \frac{71,25}{3 * 43,48} = 0,57 \text{ cm}^2$$

Na podlagi izračuna v vzdolžni in prečni smeri konstrukcije izberem minimalno armaturno mrežo Q131.

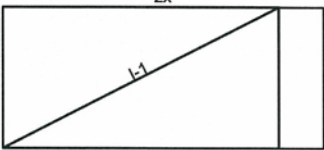
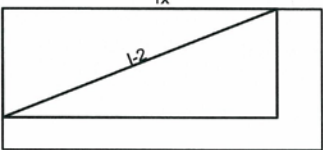
5.4 Armaturni načrt

AB PLOŠČA - d=6 cm (C25/30, S500) - M1:50



ARMATURNI NAČRT - AB PLOŠČA d=6cm
BETON: C25/30
JEKLO: S500
MERILO: 1:50

Preglednica 5.4.1: Tabela armaturnih mrež.

Mreže - specifikacija						
Pozicija	Oznaka mreže	B [cm]	L [cm]	n	Teža enote [kg/m ²]	Skupna teža [kg]
noname (1 kos)						
I-1	Q-131	220	430	2	2.06	38.98
I-2	Q-131	170	430	1	2.06	15.06
Skupaj						54.03
Mreže - izvleček						
Oznaka mreže	B [cm]	L [cm]	n	Teža enote [kg/m ²]	Skupna teža [kg]	
Q-131	220	500	3	2.06	67.98	
Skupaj						67.98
Mreže - načrt razreza						
noname						
Q-131 (220 cm x 500 cm)						
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;"> <p>2x</p>  <p>I-1 220 x 430</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>1x</p>  <p>I-2 170 x 430</p> </div> </div>						

6 PRIKAZ PRAKTIČNE IZVEDBE KOMPOZITNE KONSTRUKCIJE BETON-LES

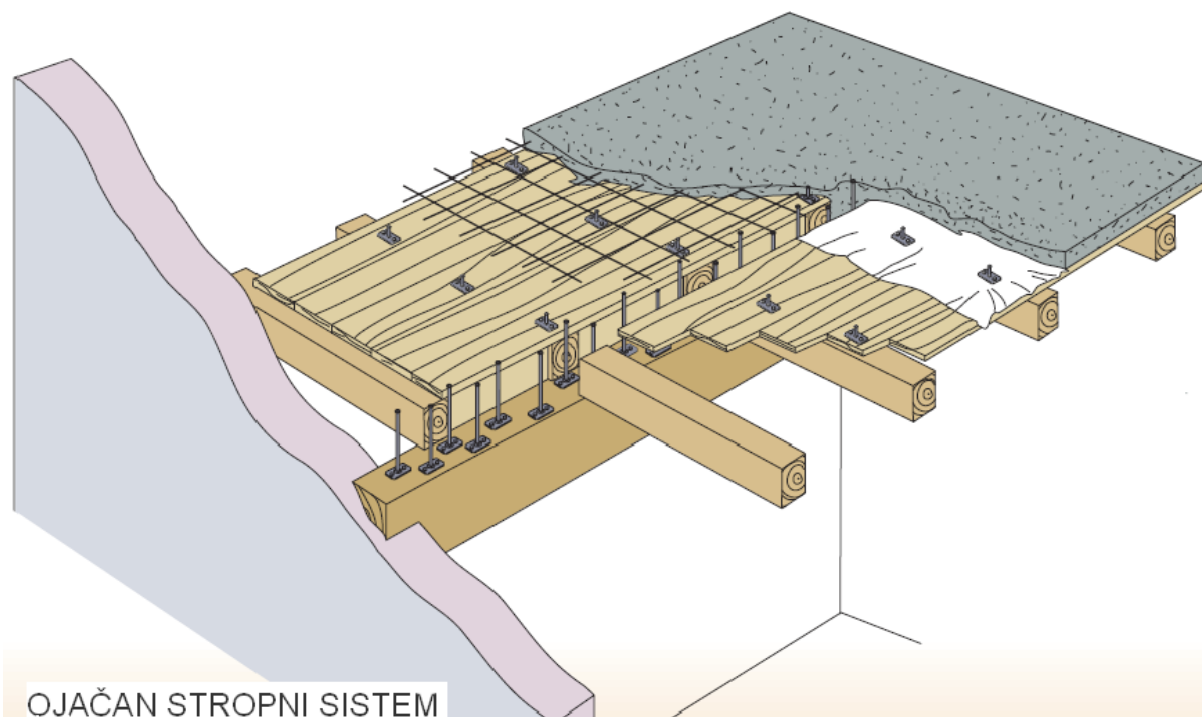
Za izvedbo kompozitne konstrukcije je prikazan sistem Tecnar. Sistem se uporablja za rekonstrukcijo stropnih elementov.

Za učinkovitost veznega sredstva je potrebno zagotoviti dober spoj med elementi.

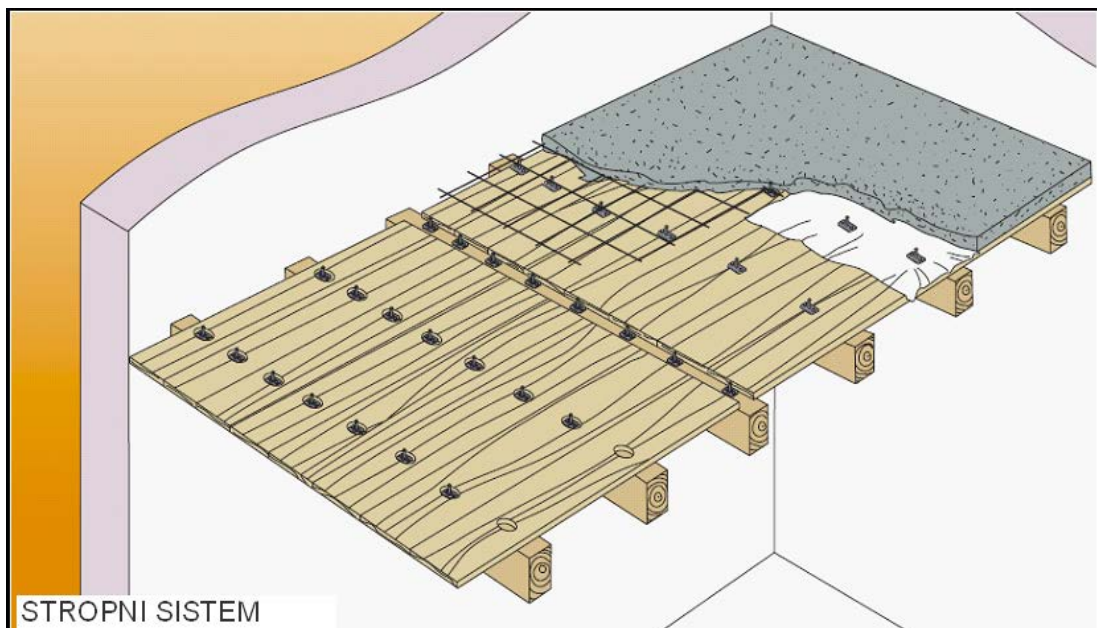
Sistem je narejen v principu vijaka ter kavlja, katera se da lahko namestiti. Vez se lahko pritrdi direktno na nosilec ali pa na lesene deske.

Vodo-neprepustno zaščito je potrebno položiti pod vezi pred zalitjem z betonom.

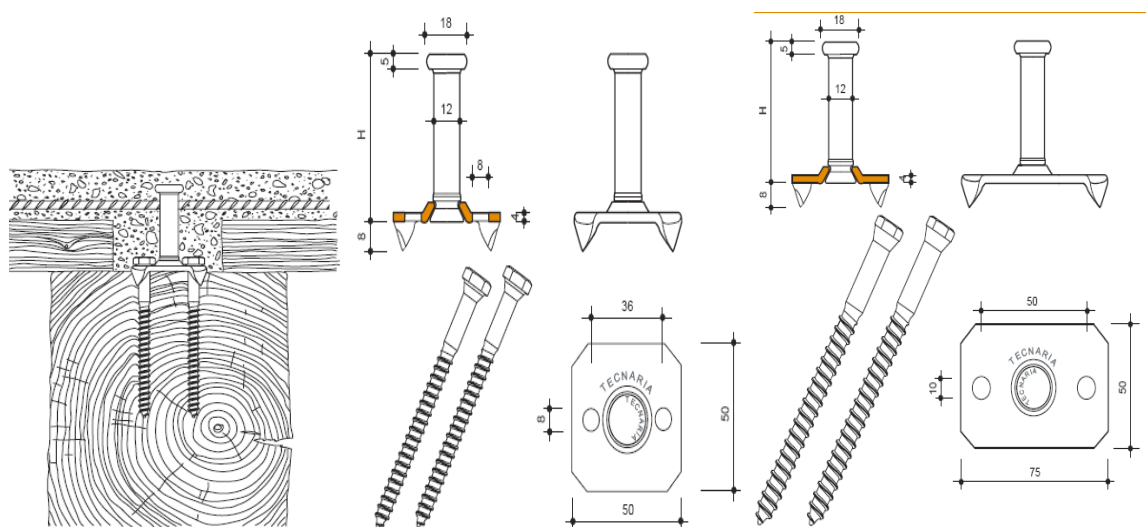
Vez je izvedena z vijaki ter kavljem in s podložko. Predstavljena sta dva sistema vijakov ter podložk. Podložka s dimenzijami 50x50 mm in Ø8 mm vijaki ter podložka 75x50 mm in Ø10 mm vijaki.



Slika 5.4.1: Prikaz ojačenega stropnega elementa po sistemu Tecnar.



Slika 5.4.2: Prikaz stropnega elementa po sistemu Tecnarja.



Slika 5.4.3: Vezi iz žabljev, kavljev ter podložk (Tecnarja).

7 ZAKLJUČEK

Od vseh začetkov je bilo idealno gradivo za stropove les, edini izmed naravnih gradiv, ki je odporen na upogib. Z manjšimi izjemami je bilo v davni preteklosti torej prevladujoče gradivo za izvedbo stropov les. S pojavom armiranega betona in jekla so lesene strope povečini zamenjale armirano betonske plošče ali kombinacije armirano betonskih nosilcev z vmesnimi lažjimi polnili. Aktualne so tudi kombinacije s kovinskimi nosilci in kovinskimi rebrastimi ploščami.

Zanimanje za lesene stropove pa se je ponovno povečalo. S kompozitno konstrukcijo iz betona in lesa lahko dosežemo zelo dobre rezultate, tako estetske, finančne, požarne, kot tudi nosilnost.

V delu je opisana kompozitna sestava beton-les, kakšne so njene prednosti, kako deluje v principu, kako jo izvedemo ter kakšne tipe povezav sploh poznamo.

Prikazan je tudi analitični postopek z dvema analizama, s katerima lahko določimo spoje ter povese.

V delu je predstavljen tudi konkreten primer upogibne stropne konstrukcije. Izračunan je po predstavljenih postopkih, s katerimi je bil določen spoj, in izračunan je njen povese. Podana je tudi potrebna armatura, ki jo potrebujemo za betonski sloj konstrukcije.

8 VIRI

Ceccotti, A. 1995: Timber-concrete composite structures, Timber Engineering, STEP 2, Centrum Hout, The Netherlands: 409-427

Ceccotti, A. 2002: Composite concrete-timber structures, Prog.Struct. Engng Mater.,4: 264-275

Stojić, D., Cvetković, R. 2001: Analysis of a composite timber-concrete structures according to the limit states, Architecture and Civil Engineering Vol.2(3): 169-184

Cvetković, R. 2002: Behaviour of composite timber-concrete structures with bending actions. Masters thesis, Bochum, Germany, Ruhr University Bochum, Department for Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Structures.

Blass, H., Schlager, M. 1997: Connections for timber-concrete-composite structures, Composite construction-conventional and innovative, International Conference, Innsbruck, Austria: 169-174

Saje, F. 1997: Možnost razvoja lesenih konstrukcij, Gradb. Vest. 46, 11-12: 338-343

Torelli, N. 2003: Les kot viskoelastičen material, Revija les 55: 48-58

SIST EN 1992-1-1 2004. Evrokod 2, Projektiranje betonskih konstrukcij, Del 1-1, Splošna pravila in pravila za stavbe.

FINAL DRAFT prEN 1995-1-1 2003. Eurocode 5, Design of timber structures, Part 1-1, General, Common rules and rules for buildings.

Ceccotti, A. 2006: Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection, *Materials and Structures*, 40: 12-25