



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE

Dipartimento di Ingegneria e Architettura

Corso di Laurea magistrale a ciclo unico in Architettura

Anno accademico 2019/2020

Laboratorio di Costruzione dell'Architettura II

Relazione di calcolo

Progetto per l'edificio C2

via Alfonso Valerio, Trieste

Gruppo:

██████████

██████████

██████████

Sommario

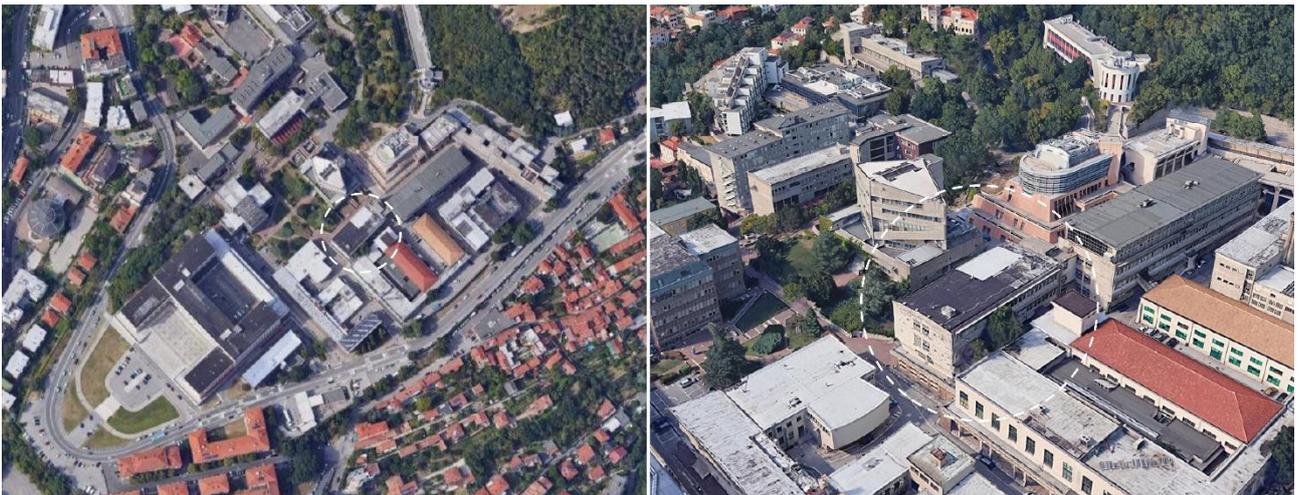
Descrizione della struttura e dei materiali	3
Descrizione dell'edificio e del sistema strutturale	3
Caratteristica dei materiali	4
Calcestruzzo.....	4
Acciaio di armatura.....	4
Azioni sulla struttura	4
Azioni permanenti	4
Solai di piano e di copertura.....	4
Pareti	5
Copertura.....	5
Azioni accidentali.....	6
Destinazione d'uso	6
Neve.....	6
Progetto e verifica dei pilastri	7
Dimensionamento	7
Verifiche SLE	9
Tensione	9
Verifiche SLU.....	9
Compressione.....	9
Progetto e verifica dei solai	10
Dimensionamento	11
Verifiche SLU.....	11
Calcolo dei momenti.....	12
Verifica a flessione.....	14
Taglio	15
Calcolo del taglio	15
Verifica a taglio.....	18
Verifiche SLE	19
Calcolo dei momenti.....	20
Tensione	22
Fessurazione	22
Deformabilità.....	24
Progetto e verifica delle travi	26
Dimensionamento	26
Verifiche SLU.....	28

Calcolo momenti.....	28
Verifiche SLU.....	32
Flessione	32
Taglio	33
Calcolo del taglio	33
Verifiche SLE	38
Calcolo momenti.....	38
Tensione	41
Fessurazione	42
Deformabilità.....	45
Progetto e verifica delle fondazioni.....	45
Dimensionamento	45
Verifica geotecnica	46
Capacità portante del terreno	46
Verifiche SLU.....	47
Flessione	47
Taglio	48
Travi di collegamento	49

Descrizione della struttura e dei materiali

Descrizione dell'edificio e del sistema strutturale

L'edificio C2 si trova nel comprensorio di Piazzale Europa, in via Alfonso Valerio a Trieste. Ha una pianta rettangolare di dimensioni 17.00 m x 42.00 m con orientamento Nord est – Sud ovest. Composto da 1 piano interrato e da 3 piani fuori terra, ha come destinazione d'uso attività direzionali e uffici. Sono presenti le seguenti tipologie di ambienti: aule didattiche, sala lettura, uffici e studi, laboratori di ricerca, didattici e informatici, biblioteca e officine. Si può ipotizzare una presenza massima teorica di circa 420 persone. La struttura è provvista di almeno 2 scale interne e 2 ascensori che collegano i vari piani, inoltre al piano terra è presente un collegamento diretto con l'edificio C3. La struttura portante ha una maglia regolare di pilastri e travi principali, con pareti perimetrali in calcestruzzo armato e controventi. Le fondazioni della maglia di pilastri sono realizzate con travi rovesce organizzate a graticcio. I solai di piano e copertura sono realizzati in latero-cemento con nervature parallele. Sono previsti elementi di controvento costituiti da setti murari in calcestruzzo armato, in corrispondenza dei vani scala e ascensore. L'edificio ha elevate caratteristiche di risparmio energetico, di isolamento acustico e gli impianti rispondono alle particolari destinazioni d'uso dei diversi ambienti.



Caratteristica dei materiali

Calcestruzzo

La tipologia di calcestruzzo scelto è C25/30, dove con C indica la classe di resistenza, 25 indica la resistenza a compressione cilindrica caratteristica f_{ck} e 30 la resistenza a compressione cubica caratteristica R_{ck}

Caratteristiche	
Densità (ρ)	2500Kg/ m ³
Resistenza a caratteristica cilindrica (f_{ck})	25 N/mm ²
Resistenza di progetto a compressione (f_{cd})	14,2 N/mm ²
Resistenza per compressione centrata (f'_{cd})	11,3 N/mm ²
Ammissibile in esercizio (σ_c)	11,2 N/mm ²
Per compressione centrata (σ'_c)	7,8 N/mm ²

Acciaio di armatura

La tipologia di acciaio scelto è il B450C, acciaio in barre ad aderenza migliorata, dove con B si indica beton (cls), 450 indica la resistenza a snervamento caratteristica (f_{yk}) e C indica la duttilità dell'acciaio.

Caratteristiche	
Resistenza caratteristica (f_{ck})	540 N/mm ²
Tensione di snervamento (f_{yk})	450 N/mm ²
Resistenza di calcolo (f_{yd})	391 N/mm ²
Tensione ammissibile in esercizio (σ'_s)	360 N/mm ²
Coefficiente di omogeneizzazione SLE	15
Coefficiente di omogeneizzazione SLU	11,3
Coefficiente globale di sicurezza (γ_{G1})	1,3
Coefficiente globale di sicurezza (γ_{G2})	34,6

Azioni sulla struttura

Secondo la normativa NTC2008 le azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo si possono classificare in:

- permanenti (G)
- variabili (Q)

I carichi permanenti agiscono su tutta la vita nominale della costruzione e si dividono in:

- peso proprio di elementi strutturali (G_1)
- peso proprio degli elementi non strutturali (G_2)

I carichi variabili sono azioni sulla struttura con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo e sono:

- carichi variabili di esercizio
- carico neve

Azioni permanenti

Si andranno a studiare i pesi di ogni elemento costruttivo.

Solai di piano e di copertura

La parte strutturale del solaio è in latero-cemento di tipo Omnia Bausta. Il pacchetto del solaio è composto da parte strutturale, massetto di sottofondo, strato di rifinitura in ceramica e intonaco di intradosso.

SOLAIO	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie [kN/m ²]
Solaio in laterocemento tipo Omnia-Bausta	24+6	3,78
massetto di sottofondo	4	0,56
pavimento in ceramica	2	0,4
intonaco all'intradosso	2	0,3
		TOT. 5,04

Pareti

Le pareti divisorie interne sono realizzate in cartongesso, 3 strati da 12,5mm e isolante di lana di roccia da 150mm.

	Spessore	Carico su unità di superficie [kN/m ²]	Carico su unità di lunghezza [kN/m]
3 pannelli in cartongesso	3,75	0,354	0,9912
isolante lana di roccia	15	0,105	0,294
Totale	18,75	0,459	1,2852

Per gli orizzontamenti degli edifici il peso proprio degli elementi divisorii interni può essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito: per gli elementi divisorii con $1,00 < G_2 < 2,00$ prendo un g_k pari a $0,8 \text{ kN/m}^2$.

Le pareti esterne sono composte da pannelli d'alluminio, isolante, forati e intonaco.

	Spessore	Peso su unità di superficie [kg/m ³]	Peso su unità di superficie [kN/m ³]	Carico su unità di superficie [kN/m ²]	Carico su unità di lunghezza [kN/m]
Pannello d'alluminio	6	11,1	0,10	0,648	1,8144
Pannello isolante	12	7,95	0,07	0,924	2,5872
Forati	30	590	0,05	1,56	4,368
Intonaco	1,5		0,20	0,3	0,84
Totale	49,5		0,43	3,432	9,6096

Il peso degli elementi di tamponamento viene considerato per il dimensionamento del pilastro di bordo e quello laterale.

Copertura

COPERTURA	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie [kN/m ²]
Solaio in laterocemento tipo Omnia-Bausta	24+6	3,78
lastre di calcestruzzo	2	0,45
massetto pendenza	3	0,42
massetto posa	5	0,7
isolante	11	0,08

membrana impermeabile	1	0,08
intonaco	2	0,3
Totale	52	5,81

Azioni accidentali

Destinazione d'uso

I carichi variabili di esercizio per un edificio universitario sono pari a 3KN/mq.

Il carico variabile di esercizio per la copertura è dato dal carico neve e dalla possibilità di salire sul tetto per la manutenzione ordinaria e straordinaria.

Neve

Il carico variabile di esercizio per la copertura è dato dal carico neve e dalla possibilità di salire sul tetto per la manutenzione ordinaria e straordinaria.

Il carico neve è dato da:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_i$$

dove μ_i è il coefficiente di forma della copertura, q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento di carico neve al suolo (KN/mq), C_e è il coefficiente di esposizione e C_i è il coefficiente termico.

L'inclinazione della copertura è minore di 30°, quindi μ_i è pari a 0,80; Trieste è situata in zona II quindi il q_{sk} è pari a 1 KN/mq mentre C_e e C_i sono pari a 1.

CARICHI VARIABILI	
coeff. categoria edificio	kN /m ²
	3
carico neve	$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_e * C_i$
	0,8
TOTALE	3,8

L'analisi dei carichi per il *solaio* e per la *copertura* sarà quindi suddivisa in:

- gk1, peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- gk2, peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- qk, carichi variabili che possono risultare sensibilmente differenti tra loro nel corso del tempo.

Solaio:

	kN/m ²
gk1	3,78
gk2	1,26
qk	3
TOT.	8,04

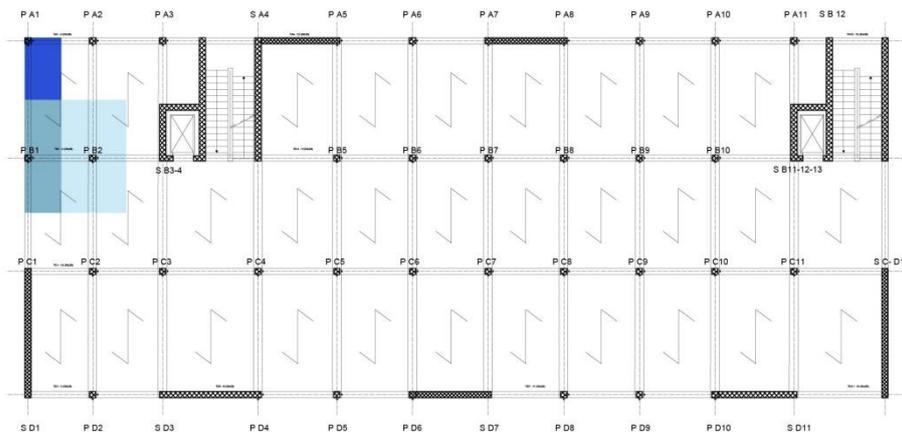
Copertura:

	kN/m ²
gk1	3,78
gk2	1,73
qk	1,3
TOT.	6,81

Progetto e verifica dei pilastri

Per un calcolo di pre-dimensionamento dei pilastri si può eseguire un procedimento che si basa sulla scomposizione della pianta dell'impalcato in aree di influenza. In ogni zona di influenza si dovrà moltiplicare l'area per un coefficiente riduttivo o amplificativo in base alla posizione in cui si trova il pilastro:

- ZONA A= 1,4
- ZONA B= 1,0
- ZONA C= 0,8



Pilastro	area	coeff.	area di influenza
p B2	18,33	1,4	25,66
p B1	9,5	1,0	9,5
p A1	4,89	0,8	3,91

Dimensionamento

Per trovare il carico che agisce su ogni pilastro bisogna moltiplicare i carichi trovati con l'area di influenza, aggiungendo il peso delle travi pre-dimensionate e il peso del pilastro stesso.

Pilastro B2 - zona A

impalcato copertura	$25,67 \cdot 6,81$	174,81
trave	$1,2 \cdot 0,40 \cdot 0,40 \cdot 3,23 \cdot 25$	15,50
pilastro	$0,40 \cdot 0,40 \cdot 25 \cdot 4$	16
Totale copertura		206,32

solaio piano tipo	$25,67 \cdot (8,04 + 0,80)$	226,92
trave	$1,2 \cdot 0,40 \cdot 0,40 \cdot 3,23 \cdot 25$	15,504
pilastro	$0,40 \cdot 0,40 \cdot 25 \cdot 4$	16
Totale piano tipo		258,43

Pilastro B1 - zona B

impalcato copertura	9,5*6,81	58,22
trave	1,2*0,30*0,30*25*1,7	4,59
pilastro	0,30*0,30*25*4	9
Totale copertura		71,82

soffitto piano tipo	9,5*(8,04+0,80)	82,42
trave	1,2*0,30*0,30*25*1,7	4,59
pilastro	0,30*0,30*25*4	9
parete esterna	3,43*4*5,6	76,83
Totale piano tipo		172,84

Pilastro A1 - zona C

impalcato copertura	4,89*6,81	33,30
trave	1,2*0,30*0,30*1,7*25	4,59
pilastro	1,2*0,40*0,40*4*25	19,2
Totale copertura		57,09

soffitto piano tipo	4,89*(8,04+0,8)	43,23
trave	1,2*0,30*0,30*1,7*25	4,59
pilastro	1,2*0,40*0,40*4*25	19,2
parete perimetrale	3,43*4*(1,7+2,8)	61,74
Totale piano tipo		128,75

Pilastro B2 - zona A

	Fk	Nk	Ned	Aco	axb	Ac	Aso	nφ	As
	[kN]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[cmxcm]	[cm ²]	[cm ²]	[mm]	[cm ²]
2°	206,32	206,32	295,0376	261,0952	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
1°	258,43	464,75	664,5925	588,135	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
PT	258,43	671,07	959,6301	849,2302	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
PI	258,43	929,5	1329,185	1176,27	30x40	1200	3,6	6φ12	6,78

Pilastro B1 - zona B

	Fk	Nk	Ned	Aco	axb	Ac	Aso	nφ	As
	[kN]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[cmxcm]	[cm ²]	[cm ²]	[mm]	[cm ²]
2°	71,82	71,82	102,7026	90,89	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
1°	172,84	244,66	349,8638	309,61	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
PT	172,84	417,5	597,025	528,34	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
PI	172,84	590,34	844,1862	747,06	30x30	900	2,7	4φ12	4,52

Pilastro A1 - zona C

	Fk	Nk	Ned	Aco	axb	Ac	Aso	nφ	As
	[kN]	[kN]	[kN]	[cm ²]	[cmxcm]	[cm ²]	[cm ²]	[mm]	[cm ²]
2°	57,09	57,09	81,6387	72,24	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
1°	128,75	185,84	265,7512	235,18	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
PT	128,75	314,59	449,8637	398,11	30x30	900	2,7	4φ12	4,52
PI	128,75	443,34	633,9762	561,04	30x30	900	2,7	4φ12	4,52

Verifiche SLE

Tensione

Aie rappresenta l'area ideale raggugiata dal calcestruzzo, moltiplicando l'area di acciaio per il coefficiente di omogeneizzazione $\alpha_e = 1,5$ $\sigma_c = Nk/Aie$ e rappresenta la tensione nel calcestruzzo. Questo valore affinché sia verificato deve risultare minore di 7,8 MPa.

Verifiche SLU

Il carico **Fk** proviene dal carico dell'impalcato superiore sul pilastro considerato. Sommando progressivamente i carichi man mano che si scende di piano si ottiene **Nk**. Il valore **Ned** azione assiale, è ottenuto moltiplicando **Nk** per il coefficiente amplificativo $\gamma_f = 1,43$. Per calcolare l'area teorica minima di calcestruzzo (**Aco**) della sezione del pilastro affinché resista all'azione di calcolo, utilizziamo questa formula:

$$Aco = Ned / f'cd$$

Dove $f'cd$ è la resistenza a compressione centrata del calcestruzzo. Trovata l'area minima di calcestruzzo scegliamo le dimensioni che il pilastro avrà in ogni piano (**axb**), dove **Ac** risulterà essere l'area effettiva.

La sezione teorica minima d'armatura (**Aso**) sarà pari al 30% di **Ac**, e una volta calcolata si determineranno il numero dei ferri necessari e il suo diametro (**nφ**), da cui si ricava l'area effettiva di acciaio presente nella sezione (**As**).

Compressione

La verifica SLU a compressione consiste nel verificare che **Nrd**, lo sforzo assiale resistente sia maggiore dello sforzo assiale agente.

Air è l'area ideale raggugiata al calcestruzzo dove l'area d'acciaio viene moltiplicata per l'area del coefficiente dato dal seguente rapporto $f_yd/f'cd$; questo passaggio serve per il calcolo a rottura della sezione. **Nrd**, il valore resistente, viene calcolato attraverso questa formula: $Nrd = f'cd / Air$.

γ_r è il rapporto tra **Nrd** appena calcolato e **Ned**: affinché la sezione sia verificata questo rapporto deve essere maggiore di 1.

Pilastro B2 - zona A

Aie	σ_c	$\sigma_c \leq 7,8$	Air	NRd	γ_r	$\gamma_r > 1$
[cm ²]	[MPa]		[cm ²]	[kN]		
967,8	2,1	OK	1056,39	1193,72	4,04	OK
967,8	4,8	OK	1056,39	1193,72	1,79	OK
967,8	6,9	OK	1056,39	1193,72	1,24	OK
1301,7	7,1	OK	1434,588	1621,08	1,21	OK

Pilastro B1 - zona B

Aie	σ_c	$\sigma_c \leq 7,8$	Air	NRd	γ_r	$\gamma_r > 1$
[cm ²]	[MPa]		[cm ²]	[kN]		
967,8	0,7	OK	1056,392	1193,723	11,62	OK
967,8	2,5	OK	1056,392	1193,723	3,41	OK
967,8	4,3	OK	1056,392	1193,723	1,99	OK
967,8	6,1	OK	1056,392	1193,723	1,41	OK

Pilastro A1 - zona C

Aie	σ_c	$\sigma_c \leq 7,8$	Air	NRd	γ_r	$\gamma_r > 1$
[cm ²]	[MPa]		[cm ²]	[kN]		
967,8	0,58	OK	1056,392	1193,723	14,62	OK
967,8	1,92	OK	1056,392	1193,723	4,49	OK
967,8	3,3	OK	1056,392	1193,723	2,65	OK
967,8	4,58	OK	1056,392	1193,723	1,88	OK

Conclusioni: i pilastri PB2, PB1 e PA1 risultano verificati secondo gli stati limite ultimi.

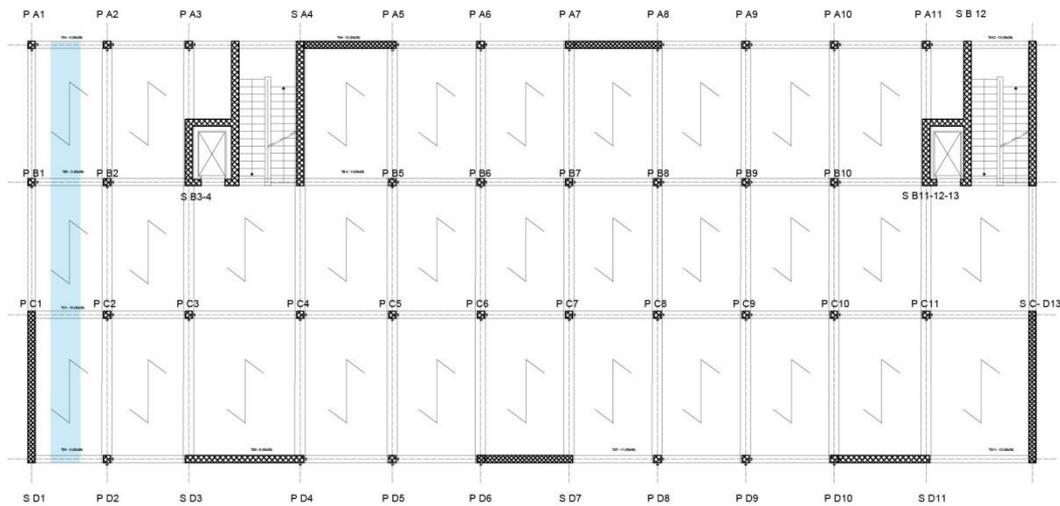
Vedi tavola 4.

Progetto e verifica dei solai

Si considera una striscia di solaio pari all'interasse tra i travetti (0,50 m). Pertanto i carichi per metro lineare saranno:

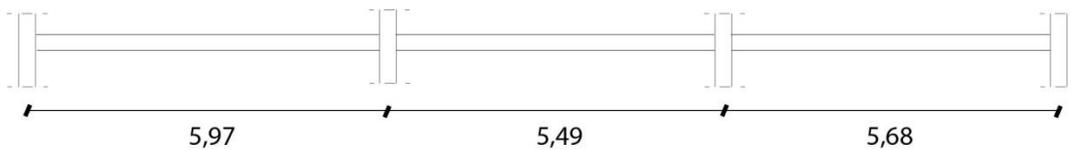
gk1	3,78 kN/m ² *0,50 m	1,89
gk2	2,06 kN/m ² *0,50 m	1,03
qk	3 kN/m ² *0,50 m	1,5

Striscia di solaio che andremo a verificare:

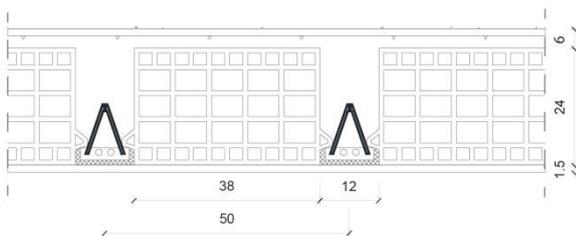


Dimensionamento

Lo schema statico che si ricava può essere schematizzato tramite un'asta vincolata in corrispondenza di travi o pareti di controventi:



sezione della parte resistente, dove:



h [mm]	d [mm]	bapp. [mm]	bcamp. [mm]
300	263	120	500

La sezione del solaio tipo "bausta" è costituita da travetti tralicciati e da elementi di alleggerimento in laterizio. I travetti tralicciati sono realizzati in calcestruzzo armato irrigiditi da un traliccio a forma triangolare in acciaio, il quale ha già 2 ϕ 5.

Verifiche SLU

Nell'analisi delle sollecitazioni l'obiettivo è quello di calcolare l'entità massima di esse a momento e a taglio. È quindi necessario considerare diverse combinazioni per tenere conto che l'entità dei carichi può risultare variata da una campata all'altra. Questa variabilità dei carichi viene calcolata attraverso coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}), per i quali verranno moltiplicati i carichi trovati.

qsfav	$1,89 \text{ Kn/m} * 1,30 + 1,03 \text{ Kn/m} * 1,5 + 1,5 \text{ Kn/m} * 1,5$	6,852
qfav	$1,89 \text{ Kn/m} * 1,00 + 1,03 \text{ Kn/m} * 0,0 + 1,5 \text{ Kn/m} * 0,0$	1,89

Calcolo dei momenti

Secondo la regola della scacchiera avremmo 4 combinazioni possibili di carico e una quinta che prevede la presenza di incastro alle estremità.

Combinazione 1

Per massimizzare il momento in campata A e C.

Combinazione 2

Per massimizzare il momento in campata B.

Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.

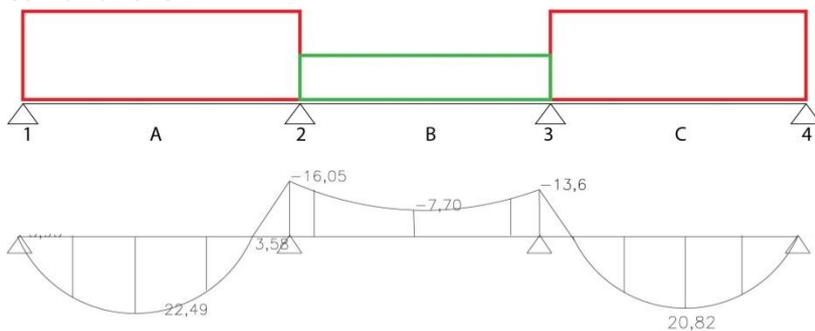
Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.

Combinazione 5

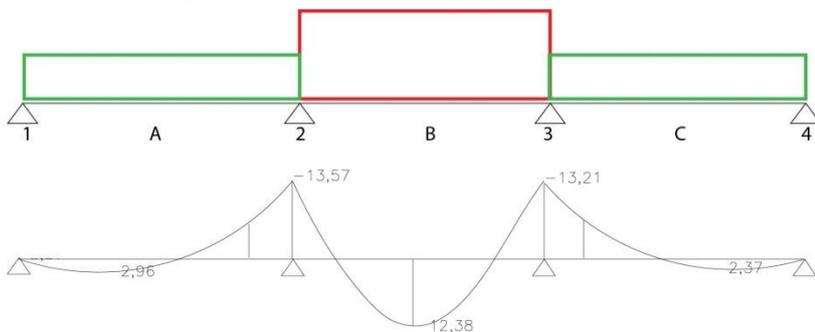
Per calcolare il momento sollecitante alle due estremità. Il momento sarà pari al 60% del momento di incastro e prenderemo in considerazione il carico sfavorevole.

Combinazione 1



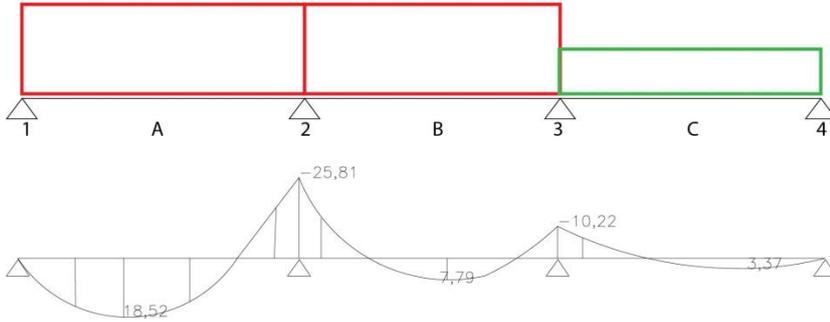
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-16,05	-13,06	0	22,49	-7,7	20,82

Combinazione 2



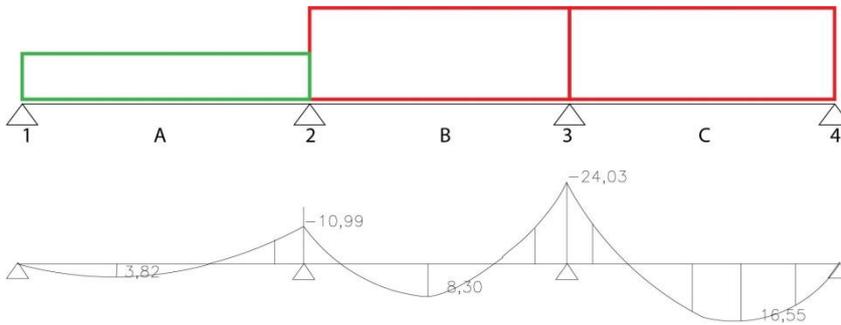
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-13,57	-13,21	0	2,96	12,38	2,37

Combinazione 3



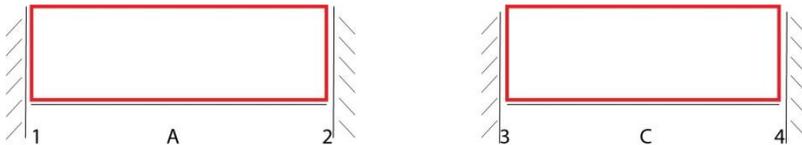
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-25,81	-10,22	0	18,52	7,79	3,37

Combinazione 4



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-10,99	-24,03	0	3,82	8,3	16,55

Combinazione 5



M_1 [Knm]	M_4 [Knm]
-20,35	-18,42

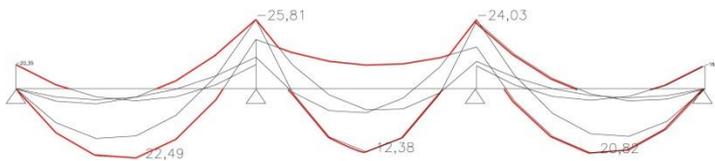
Quindi

M_1 [Knm]	M_4 [Knm]
-12,21	-11,05

	comb.1	comb.2	comb.3	comb.4	comb.5
M_1 [Knm]	0	0	0	0	-12,21
M_2 [Knm]	-16,05	-13,57	-25,81	-10,99	/
M_3 [Knm]	-13,06	-13,21	-10,22	-24,03	/
M_4 [Knm]	0	0	0	0	-11,05

M_A [Knm]	22,49	2,96	18,52	3,82	/
M_B [Knm]	-7,7	12,38	7,79	8,3	/
M_C [Knm]	20,82	2,37	3,37	16,55	/

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione si può fare il diagramma di involuppo, in cui vengono sovrapposti i 5 diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Verifica a flessione

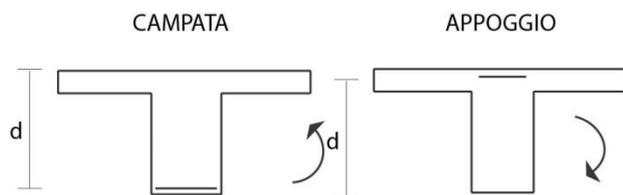
Note le sollecitazioni per ogni campata e appoggio è possibile calcolare l'armatura minima richiesta attraverso la seguente formula:

$$A_s = M_{sd} / (0,9 d \cdot f_{yd})$$

M_{sd} è il momento sollecitante, $0,9d$ rappresenta il braccio della coppia interna e d è la distanza dall'armatura tesa dal bordo compresso del calcestruzzo e f_{yd} è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio pari a 391 MPa.

	Msd [Knm]	As min [mm ²]	n	ϕ	As' [mm ²]
M_1 [Knm]	-12,21	-131,92	1	14	153,94
M_2 [Knm]	-25,81	-278,87	2	14	307,88
M_3 [Knm]	-24,03	-259,64	2	14	307,88
M_4 [Knm]	-11,05	-119,39	1	14	153,94
M_A [Knm]	22,49	243,00	2	14	307,88
M_B [Knm]	12,38	133,76	2	14	307,88
M_B' [Knm]	-7,7	83,19	2	14	307,88
M_C [Knm]	20,82	224,96	2	14	307,88

Schema per il posizionamento dell'armatura in appoggio e in campata.



Successivamente si passa alla verifica di resistenza a flessione: bisogna quindi verificare che M_{rd} sia superiore al momento sollecitante M_{sd} , su ogni appoggio e ogni sezione.

Il momento resistente si trova invertendo la formula utilizzata in precedenza:

$$M_{rd} = A_s' \cdot 0,9 d \cdot f_{yd}$$

	As' [mm ²]	Msd [Knm]	Mrd [Knm]	Mrd/Msd	Mrd/Msd>1
M_1 [Knm]	153,94	-12,21	14,25	-1,167076	OK
M_2 [Knm]	307,88	25,81	28,49	1,1038357	OK
M_3 [Knm]	307,88	24,03	28,49	1,1856013	OK
M_4 [Knm]	153,94	-11,05	14,25	-1,289593	OK
M_A [Knm]	307,88	22,49	28,49	1,2667852	OK
M_B [Knm]	307,88	12,38	28,49	2,3012924	OK
M_B ⁻ [Knm]	307,88	7,7	28,49	3,7	OK
M_C [Knm]	307,88	20,82	28,49	1,3683958	OK

Dopo aver scelto e verificato l'armatura necessaria, bisogna verificare che la sezione resista a flessione verificando che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata, pertanto bisogna verificare che:

$$\omega_s = \frac{[f_{yd} \cdot A_s']}{[f_{cd} \cdot d \cdot b]} < 0,52$$

	ω_s	$\omega_s < 0,52$
M_1 [Knm]	0,1345	OK
M_2 [Knm]	0,2685	OK
M_3 [Knm]	0,2685	OK
M_4 [Knm]	0,1345	OK
M_A [Knm]	0,0646	OK
M_B [Knm]	0,0646	OK
M_B ⁻ [Knm]	0,0646	OK
M_C [Knm]	0,0646	OK

dove **b** è la larghezza dell'anima, **As'** è l'area dell'acciaio effettiva e **fcd** è la tensione a compressione resistente del calcestruzzo (14,17 MPa).

Conclusioni: la verifica a flessione secondo gli stati limite ultimi risulta soddisfatta.

Taglio

Con gli stessi coefficienti amplificativi e riduttivi usati per il calcolo dei carichi distribuiti SLU, determiniamo i carichi per il calcolo del taglio:

qsfav	1,89 kN/m*1,30+1,03kN/m*1,5+1,5kN/m*1,5	6,852
qfav	1,89 kN/m*1,00+1,03kN/m*0,0+1,5kN/m*0,0	1,89

Calcolo del taglio

Anche in questo caso avremo le stesse combinazioni carico:

Combinazione 1

Per massimizzare il momento in campata A e C.

Combinazione 2

Per massimizzare il momento in campata B.

Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.

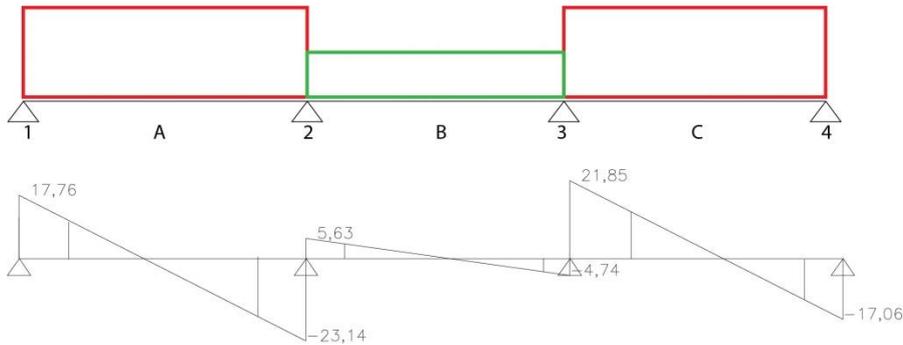
Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.

Combinazione 5

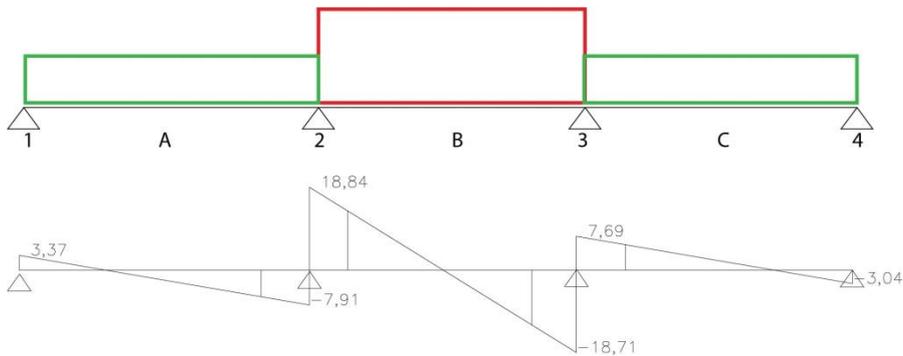
Per calcolare il momento sollecitante alle due estremità. Il momento sarà pari al 60% del momento di incastro e prenderemo in considerazione il carico sfavorevole.

Combinazione 1



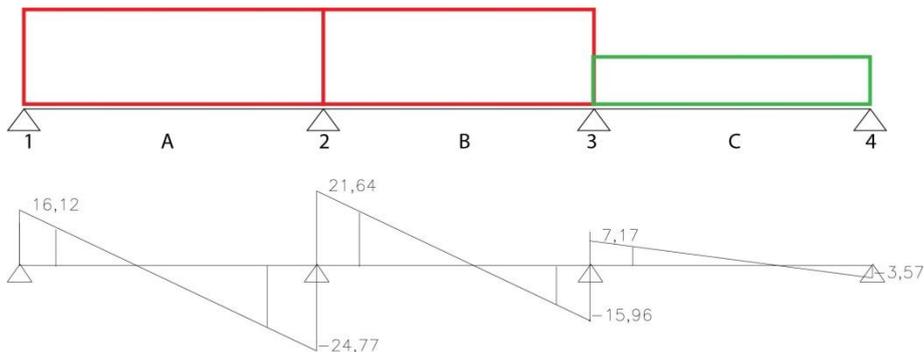
V ₁ [Kn]	V ₂ ⁻ [Kn]	V ₂ [Kn]	V ₃ ⁻ [Kn]	V ₃ [Kn]	V ₄ ⁻ [Kn]
17,76	-23,14	5,63	-4,74	21,85	-17,06

Combinazione 2



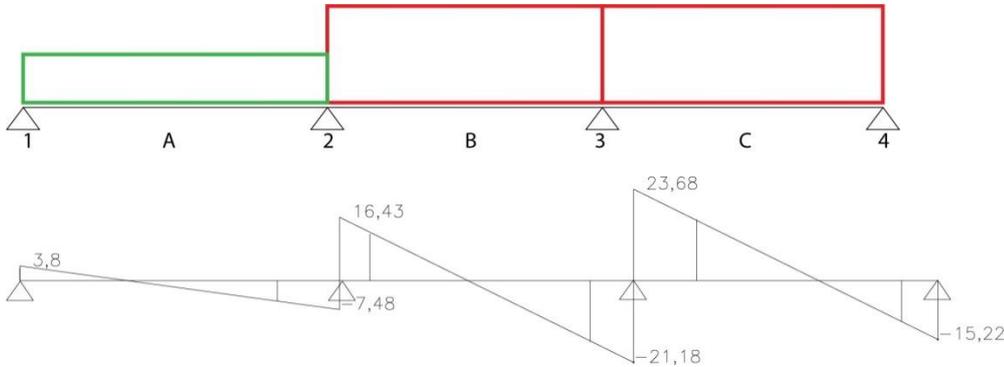
V ₁ [Kn]	V ₂ ⁻ [Kn]	V ₂ [Kn]	V ₃ ⁻ [Kn]	V ₃ [Kn]	V ₄ ⁻ [Kn]
3,37	-7,91	18,84	-18,71	7,69	-3,04

Combinazione 3



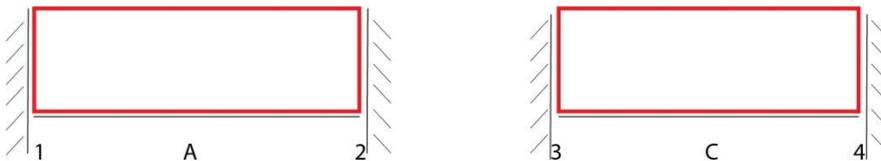
V ₁ [Kn]	V ⁻ ₂ [Kn]	V ₂ [Kn]	V ⁻ ₃ [Kn]	V ₃ [Kn]	V ⁻ ₄ [Kn]
16,12	-24,77	21,64	-15,96	7,17	-3,57

Combinazione 4



V ₁ [Kn]	V ⁻ ₂ [Kn]	V ₂ [Kn]	V ⁻ ₃ [Kn]	V ₃ [Kn]	V ⁻ ₄ [Kn]
3,8	-7,48	16,43	-21,18	23,68	-15,22

Combinazione 5



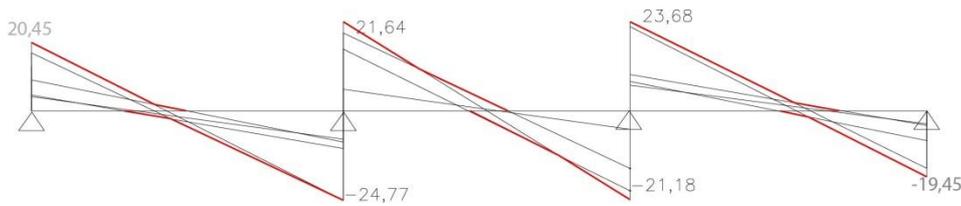
V ₁ [Kn]	V ₄ [Kn]
20,45	19,45

Quindi

V ₁ [Kn]	V ₄ [Kn]
12,2	11,7

	comb.1	comb.2	comb.3	comb.4	comb.5
V ₁ [Kn]	17,76	3,37	16,12	3,8	12,2
V ⁻ ₂ [Kn]	-23,14	-7,91	-24,77	-7,48	/
V ₂ [Kn]	5,63	18,48	21,64	16,43	/
V ⁻ ₃ [Kn]	-4,74	-18,71	-15,96	-21,18	/
V ₃ [Kn]	21,85	7,69	7,17	23,68	/
V ⁻ ₄ [Kn]	-17,06	-3,04	-3,57	-15,22	11,7

Si sovrappongono i sei diagrammi dei tagli calcolati in precedenza per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave:

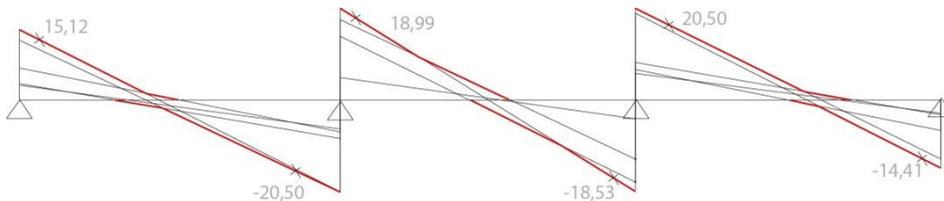


Verifica a taglio

Agli appoggi la sezione a T resistente a taglio è costituita da una sezione rettangolare piena in c.a., pertanto i problemi a taglio potrebbero verificarsi nella immediata vicinanza delle travi e per questo motivo andremo a calcolare un taglio agente molto più piccolo rispetto a quello trovato:

	Vsd [Kn]
V_1 [Kn]	15,11
V^-_2 [Kn]	-22,12
V_2 [Kn]	18,99
V^-_3 [Kn]	-18,53
V_3 [Kn]	21,03
V^-_4 [Kn]	-14,41

	Vsd [Kn]
V_1 [Kn]	15,11
V^-_2 [Kn]	-20,50
V_2 [Kn]	18,99
V^-_3 [Kn]	-18,53
V_3 [Kn]	20,50
V^-_4 [Kn]	-14,41



Dopo aver calcolato il taglio resistente V_{rd} e il taglio minimo resistente v_m , andremo a verificare che V_{rd} sia maggiore di V_{sd} e v_m .

V_{rd} sarà pari a:

$$V_{rd} = 0,18b \cdot d \cdot k \cdot (\sqrt{100 \cdot \rho_s \cdot f_{ck}} / \gamma_c) \quad \gamma_c = 1,5 \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

E il taglio minimo resistente sarà pari a: $V_{rdmin} = b \cdot d \cdot v_m$

con: $v_m = 0,035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot f_{ck}^{1/2}$

ρ_s è il rapporto geometrico di armatura longitudinale.

$$\rho_s = A_{sl} / (b \cdot d)$$

A_{sl} è l'area dell'armatura longitudinale.

Questa verifica viene fatta per elementi privi di armatura a taglio.

	Vsd [Kn]	b [mm]	d [mm]	k	n	ϕ	Asl [mm ²]	ρ_s
V_1 [Kn]	15,11	120	263	1,872	1	14	153,94	0,0049
V^-_2 [Kn]	-20,50	120	263	1,872	2	14	307,88	0,0098
V_2 [Kn]	18,99	120	263	1,872	2	14	307,88	0,0098
V^-_3 [Kn]	-18,53	120	263	1,872	1	14	153,94	0,0049
V_3 [Kn]	20,50	120	263	1,872	2	14	307,88	0,0098
V^-_4 [Kn]	-16,8	120	263	1,872	2	14	307,88	0,0098

	Vrd [Kn]	Vrd>Vsd	vmin.	Vrd min. [Kn]	Vrd>Vrd min
V_1 [Kn]	20,59	OK	0,45	14,202	OK
V^-_2 [Kn]	20,59	OK	0,45	14,202	OK
V_2 [Kn]	20,59	OK	0,45	14,202	OK
V^-_3 [Kn]	20,59	OK	0,45	14,202	OK
V_3 [Kn]	20,59	OK	0,45	14,202	OK
V^-_4 [Kn]	20,59	OK	0,45	14,202	OK

La verifica in V^-_2 e V_3 non è soddisfatta per poco. Si possono fare delle fasce piene e semipiene di calcestruzzo a ridosso degli appoggi (rimuovendo alcune pignatte) così da "spostare" un po' la sezione critica a T.

Nei solai semi-prefabbricati l'armatura inferiore esce dal fondello/lastra per circa 10-15 cm. Tale lunghezza non è sufficiente a garantire l'ancoraggio dell'armatura alla trave. È necessario inserire, in opera, delle armature aggiuntive alle estremità, per ripristinare la continuità dell'armatura del solaio.

Dimensionamento: l'armatura aggiuntiva deve essere in grado di resistere ad uno sforzo di trazione pari al taglio.

$$A_{agg} * f_{yd} = T_{Rd} \geq V_{sd}$$

	Vsd [Knm]	Aagg. [mm ²]	Trd [Knm]	Trd>Vsd
V_1 [Knm]	15,11	153,94 1 ϕ 14	60,19	OK
V^-_2 [Knm]	-20,59	153,94 1 ϕ 14	60,19	OK
V_2 [Knm]	18,99	153,94 1 ϕ 14	60,19	OK
V^-_3 [Knm]	-18,53	153,94 1 ϕ 14	60,19	OK
V_3 [Knm]	20,59	153,94 1 ϕ 14	60,19	OK
V^-_4 [Knm]	-16,8	153,94 1 ϕ 14	60,19	OK

Verifiche SLE

Anche per le verifiche agli stati limite di esercizio si procede con il metodo del diagramma di involuppo delle 5 combinazioni. In questo caso però, cambiano i coefficienti applicativi (γ_{sfav}) e (γ_{fav}).

Calcolo dei momenti

Le sollecitazioni ricavate per gli SLE saranno pertanto più contenute rispetto a quelle relative allo stato limite ultimo. Utilizziamo anche qui il metodo delle combinazioni dei carichi a scacchiera e avremo quattro combinazioni di carico e una quinta che prevede la presenza dell'incastro alle estremità:

Combinazione 1

Per massimizzare il momento in campata A e C.

Combinazione 2

Per massimizzare il momento in campata B.

Combinazione 3

Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.

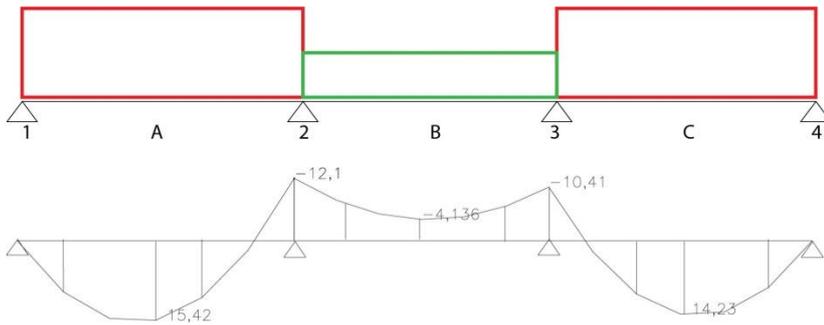
Combinazione 4

Per massimizzare il momento nell'appoggio 3.

Combinazione 5

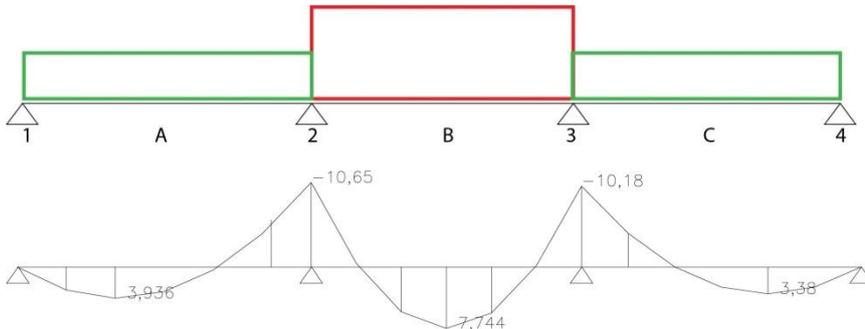
Per calcolare il momento sollecitante alle due estremità. Il momento sarà pari al 60% del momento di incastro e prenderemo in considerazione il carico sfavorevole.

Combinazione 1



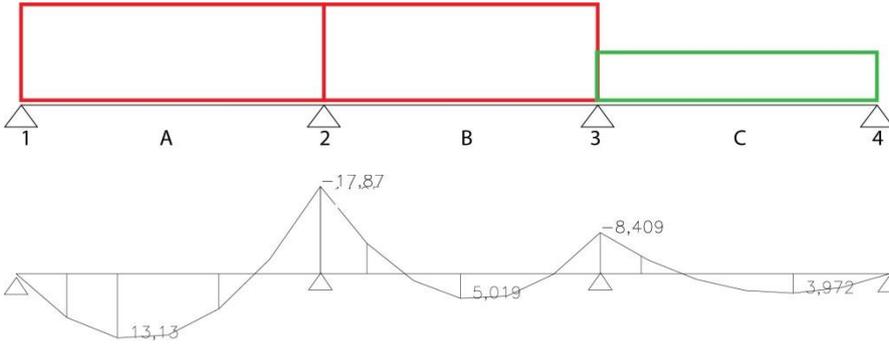
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-12,1	-10,41	0	15,42	-4,136	14,23

Combinazione 2



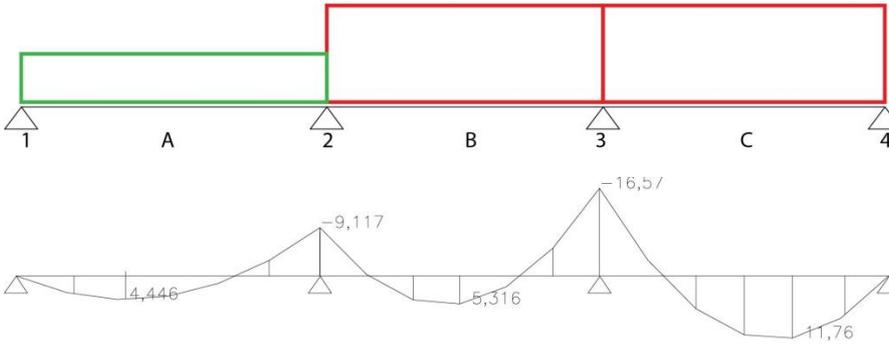
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-10,65	-10,18	0	3,94	7,74	3,38

Combinazione 3



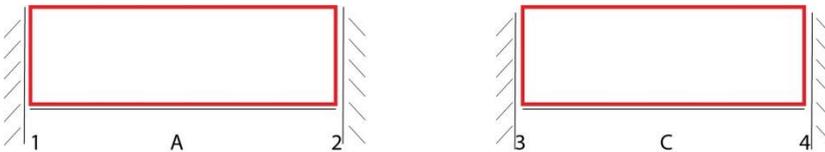
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-17,87	-8,41	0	13,13	5,02	3,97

Combinazione 4



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_4 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]	M_C [Knm]
0	-9,12	-16,57	0	4,45	5,32	11,76

Combinazione 5



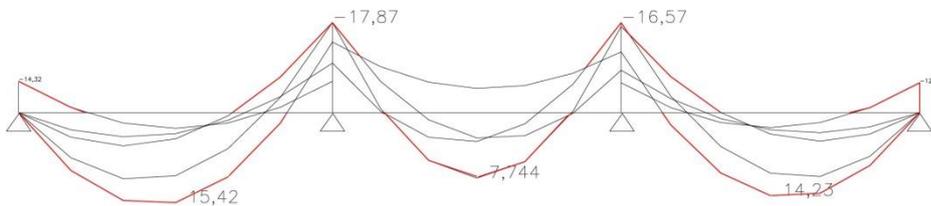
M_1 [Knm]	M_4 [Knm]
-14,32	-12,96

Quindi

M_1 [Knm]	M_4 [Knm]
-8,6	-7,8

	comb.1	comb.2	comb.3	comb.4	comb.5
M_1 [Knm]	0	0	0	0	-8,6
M_2 [Knm]	-12,1	-10,65	-17,87	-9,12	/
M_3 [Knm]	-10,41	-10,18	-8,41	-16,57	/
M_4 [Knm]	0	0	0	0	-7,8
M_A [Knm]	15,42	3,94	13,13	4,45	/
M_B [Knm]	-4,14	7,74	5,02	5,32	/
M_C [Knm]	14,23	3,38	3,97	11,76	/

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione si può fare il diagramma di involucro, in cui vengono sovrapposti i 5 diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Tensione

Le verifiche delle tensioni massime riguardano la compressione del calcestruzzo e la trazione dell'armatura tesa e si applicheranno le seguenti formule:

$$\sigma_c = 2M / (b \cdot x \cdot z) \quad \sigma_s = M / A_s' \cdot z$$

Dove σ_c dovrà essere minore di 15 MPa e σ_s minore di 360 MPa affinché la verifica risulti soddisfatta.

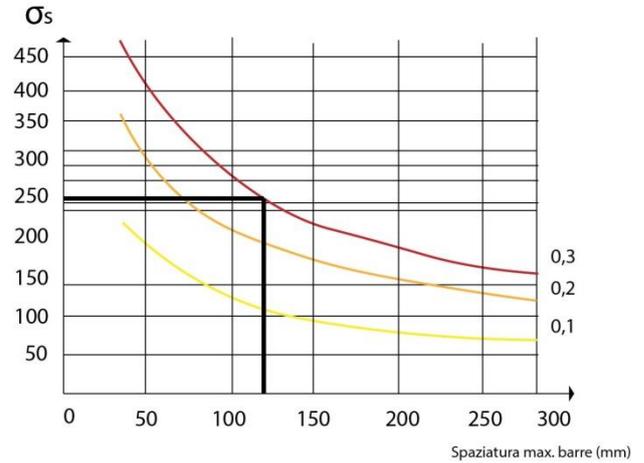
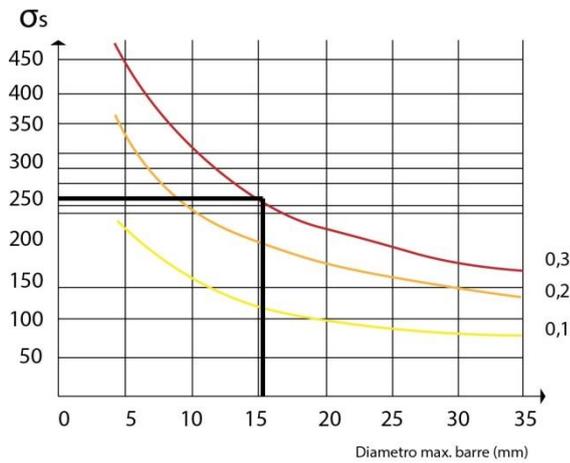
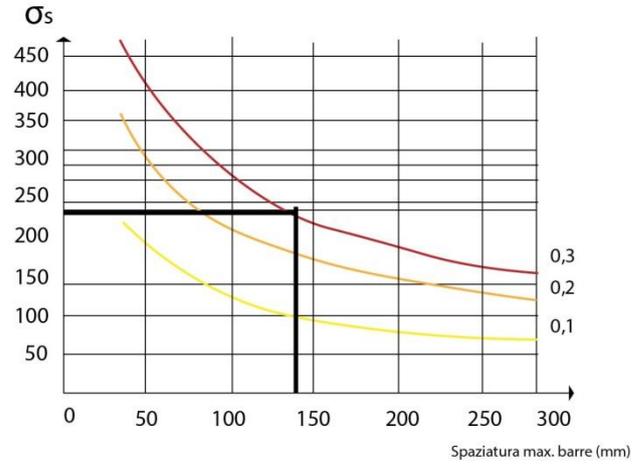
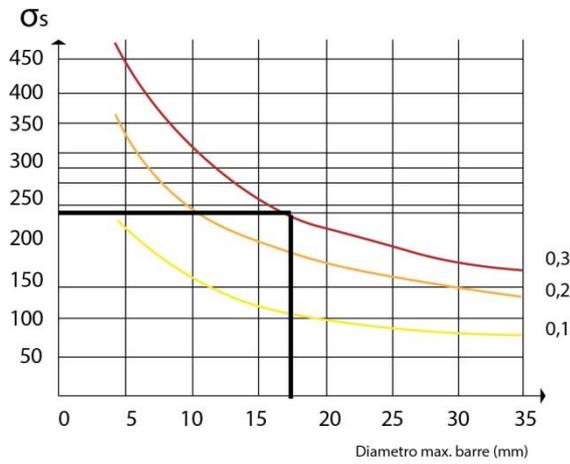
$$z = d - x/3 \quad \alpha e = 15 \quad x = ((\alpha e \cdot A_s') / b) \cdot (-1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2 \cdot b \cdot d}{A_s' \cdot \alpha e}\right)^2})$$

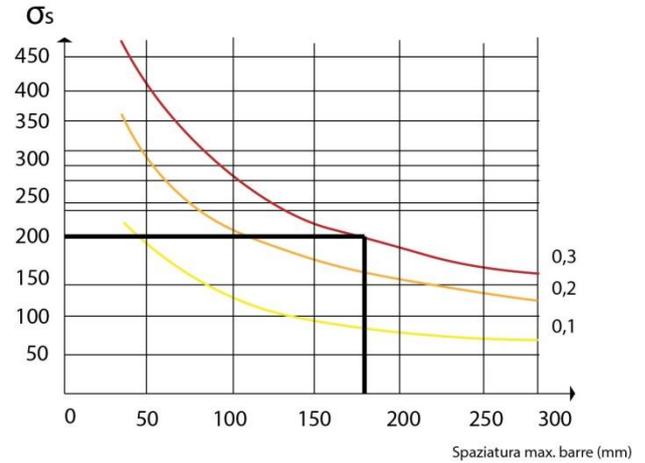
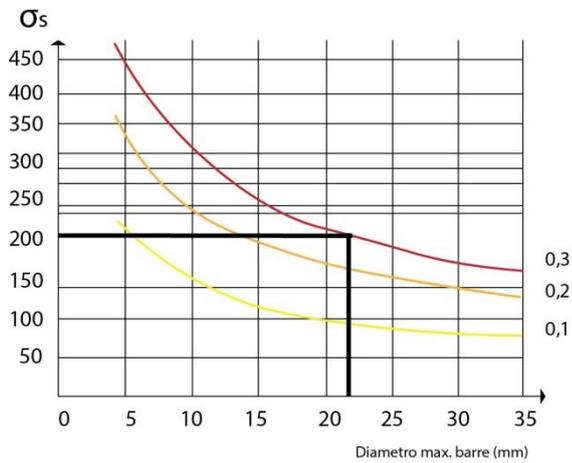
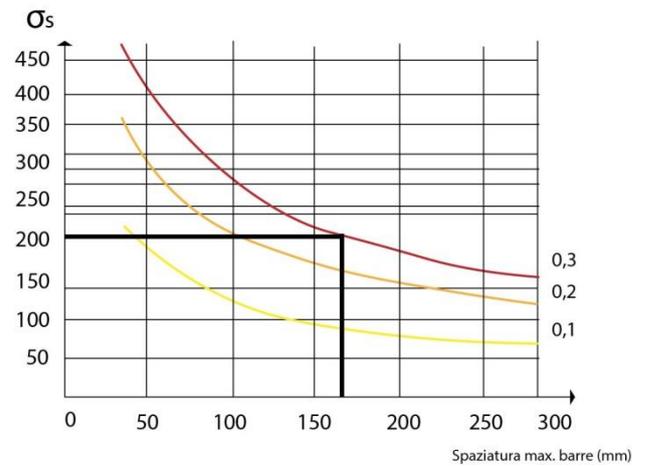
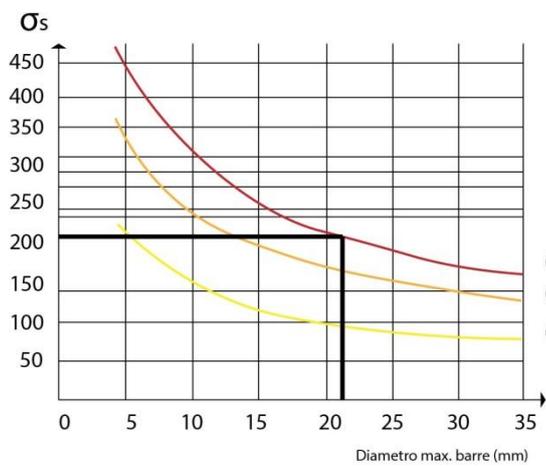
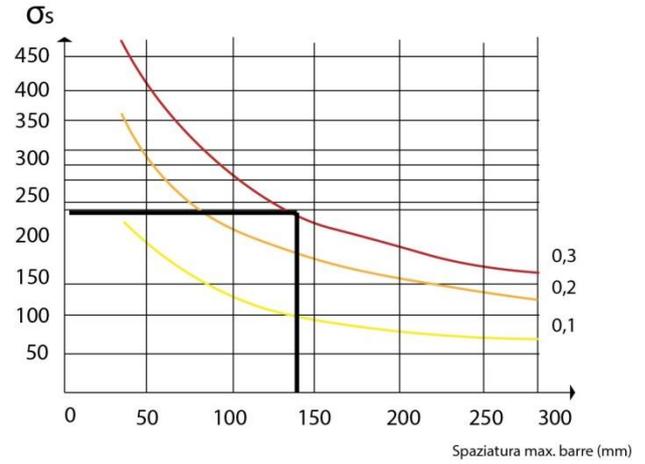
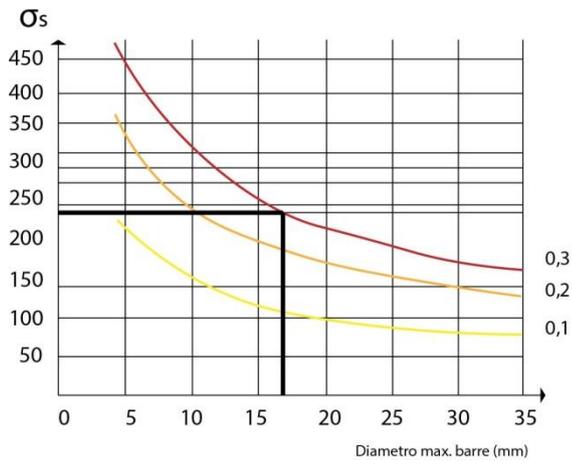
	Msd [Knm]	As' min [mm ²]	x	z	σ_c [MPa]	$\sigma_c < 15$	σ_s [Mpa]	$\sigma_s < 360$
M_1 [Knm]	-8,6	153,94	83,11	235,3	7,32	OK	237,4	OK
M_2 [Knm]	-17,87	307,88	108,9	226,7	12,06	OK	256	OK
M_3 [Knm]	-16,57	307,88	108,9	226,7	12,06	OK	237,4	OK
M_4 [Knm]	-7,8	153,94	83,11	235,3	7,33	OK	215,3	OK
M_A [Knm]	15,42	307,88	61,1	242,6	4,16	OK	206,4	OK
M_B [Knm]	7,74	307,88	61,1	242,6	4,16	OK	103,6	OK
M ⁻ _B [Knm]	-4,14	307,88	61,1	242,6	1,94	OK	55,4	OK
M_C [Knm]	14,23	307,88	61,1	242,6	4,16	OK	190,5	OK

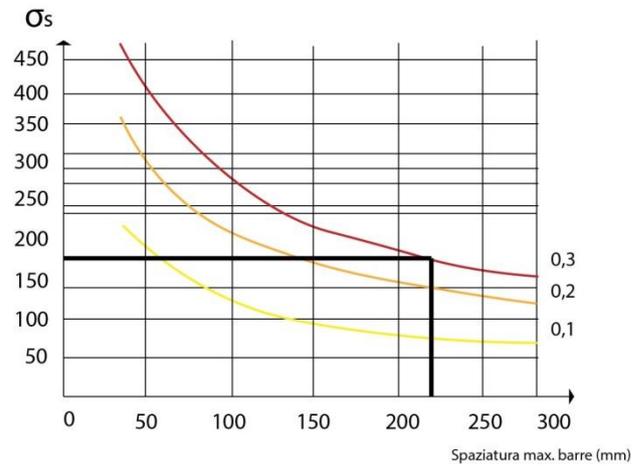
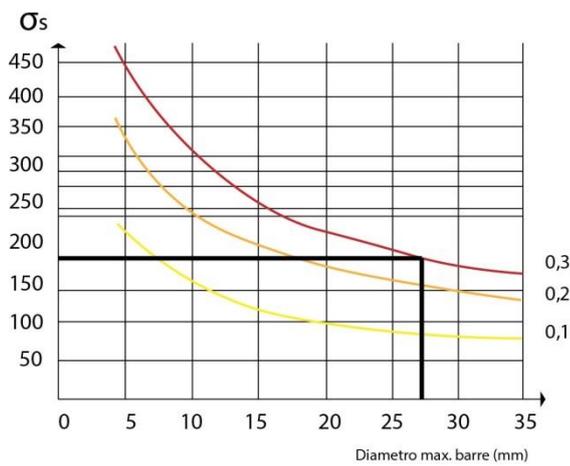
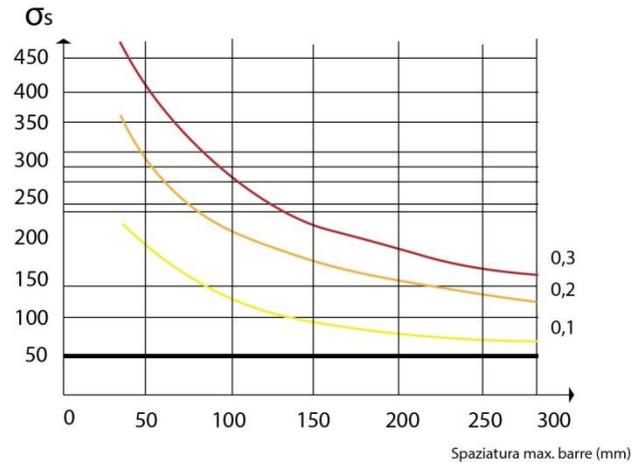
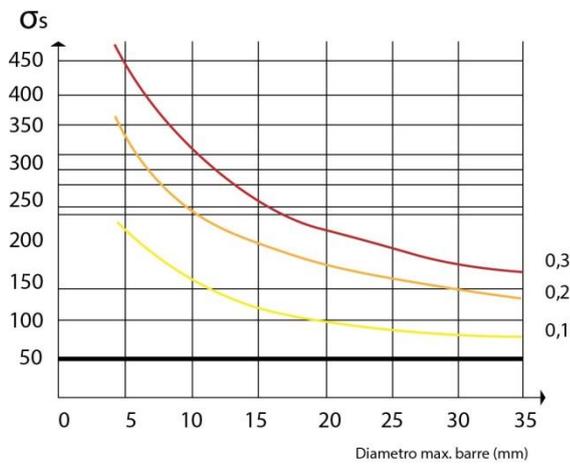
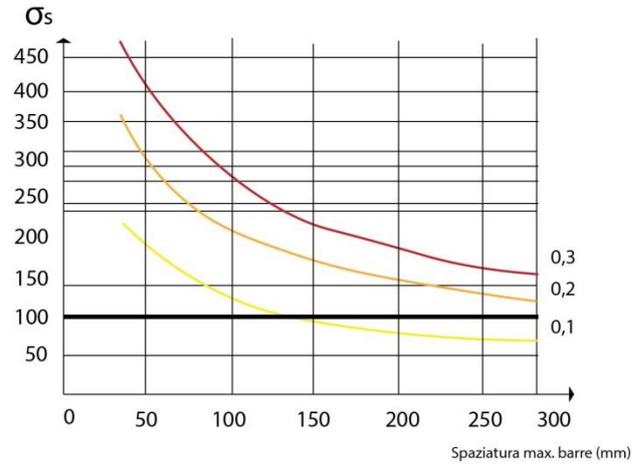
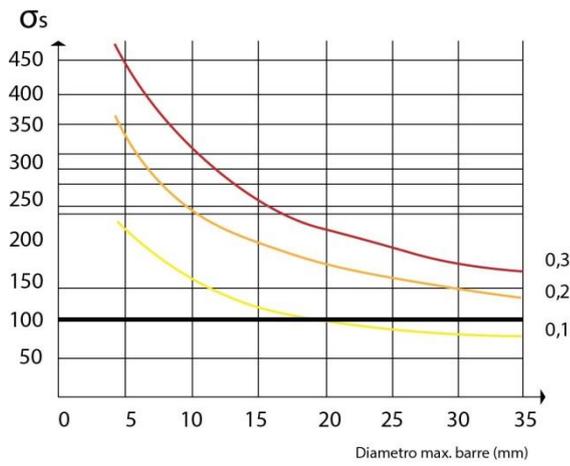
Fessurazione

La verifica della fessurazione può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese e la loro spaziatura non superino determinati limiti. Tali limiti dipendono dallo stato

tensionale delle armature in condizioni di esercizio e dall'apertura massima delle fessure consentita ($w=0,3$). L'apertura massima delle fessure dipende dalle condizioni ambientali a cui è esposta la struttura e dalla tipologia di armatura. L'edificio si trova in condizioni ambientali ordinarie e l'acciaio delle armature è poco sensibile (acciaio ordinario).







	n	ϕ	σ_s	W	ϕ [mm]	ϕ max [mm]	$\phi < \phi$ max	i [mm]	i max [mm]	i < max
M_1 [Knm]	1	14	237,4	0,3	14	17	OK	40	140	OK
M_2 [Knm]	2	14	256	0,3	14	15	OK	40	120	OK
M_3 [Knm]	2	14	237,4	0,3	14	16	OK	40	140	OK
M_4 [Knm]	1	14	215,3	0,3	14	21	OK	40	160	OK
M_A [Knm]	2	14	206,4	0,3	14	22	OK	40	180	OK
M_B [Knm]	2	14	103,6	0,3	14	>35	OK	40	>300	OK

M ⁻ _B [Knm]	2	14	55,4	0,3	14	>35	OK	40	>300	OK
M_C [Knm]	2	14	190,5	0,3	14	26	OK	40	220	OK

Deformabilità

Siccome la luce maggiore del solaio corrisponde a 5,97m (<10) possiamo eseguire la verifica a deformazione tramite calcolo indiretto, controllando che il rapporto tra luce e altezza non superi il valore di 20,8.

Tale valore dipende dal sistema strutturale e dal fatto che il calcestruzzo sia poco sollecitato ($\rho=0,5\%$).

	l [mm]	h [mm]	l/h [mm]	l/h<20,8
campata A	5970	300	19,9	OK
campata B	5490	300	18,3	OK
campata C	5680	300	18,9	OK

Conclusioni: la verifica a flessione secondo gli stati limite di esercizio risulta soddisfatta.

Vedi tavola 5.

Progetto e verifica delle travi

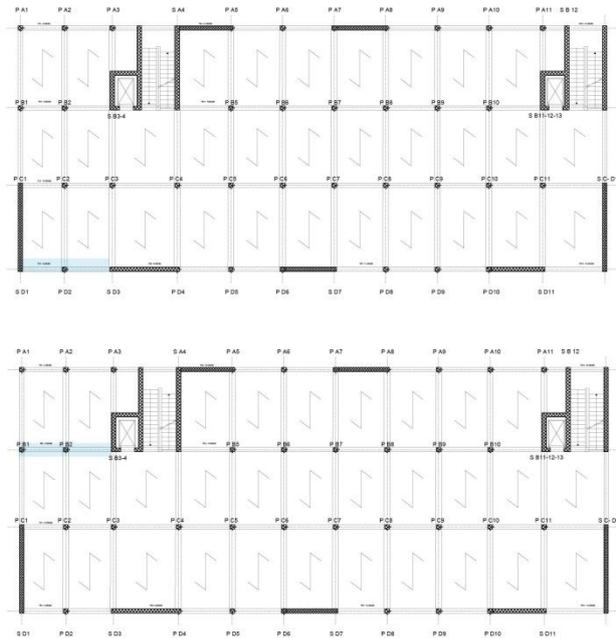
Prendiamo in considerazione la trave di bordo TD1-3 e la trave di spina TB1-3 per il dimensionamento e la verifica a flessione e a taglio, secondo gli stati limite ultimi e gli stati limiti di esercizio.

Dimensionamento

Analogamente a quanto fatto per i pilastri, anche per il predimensionamento delle travi si può eseguire un procedimento approssimato che si basa sulla scomposizione della pianta d'impalcato in aree di influenza.

Ricaviamo quindi i carichi che influiscono sulle travi:

Trave di bordo



Trave di spina

Trave di spina

gk1	$3,78 \text{ kN/m}^2 * (5,68/2) * (5,49/2) * 1,25$ m	36,835155
gk2	$2,06 \text{ kN/m}^2 * (5,68/2) * (5,49/2) * 1,25$ m	20,074185
qk	$3 \text{ kN/m}^2 * (5,68/2) * (5,49/2) * 1,25$ m	29,23425

Trave di bordo

gk1	$3,78 \text{ kN/m}^2 * (5,97/2) * 0,90$ m	10,15497
gk2	$2,06 \text{ kN/m}^2 * (5,97/2) * 0,90$ m	5,53419
qk	$3 \text{ kN/m}^2 * (5,97/2) * 0,90$ m	8,0595

Come nei solai per trovare le sollecitazioni massime a momento e a taglio è necessario considerare diverse combinazioni di carico. La variabilità viene tenuta conto attraverso coefficienti amplificativi (γ_{sfav}) e riduttivi (γ_{fav}).

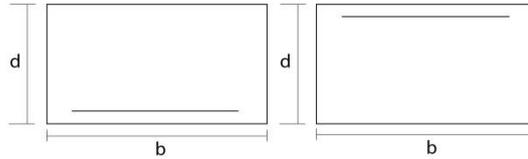
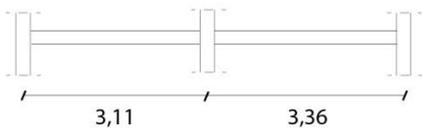
Trave di spina

qsfav	$1,30 * 36,84 \text{ kN/m} + 1,50 * 20,07 \text{ kN/m} + 1,50 * 29,23 \text{ kN/m}$	121,842
qfav	$1,00 * 36,84 \text{ kN/m} + 0,00 * 20,07 \text{ kN/m} + 0,00 * 29,23 \text{ kN/m}$	36,84

l1	l2
3,11	3,36

Per la trave di spina considero:

f_{yd}	f_{cd}	b	d
391 N/mm ²	14,17 N/mm ²	800 mm	253 mm



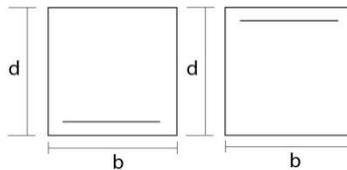
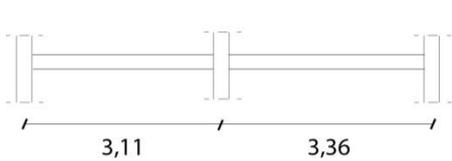
Trave di bordo

q_{sfav}	$1,30 * 10,15 \text{ kN/m} + 1,50 * 5,53 \text{ kN/m} + 1,50 * 8,06 \text{ kN/m}$	33,58
q_{fav}	$1,00 * 10,15 \text{ kN/m} + 0,00 * 5,53 \text{ kN/m} + 0,00 * 8,06 \text{ kN/m}$	10,15

l1	l2
3,11	3,36

Per la trave di bordo considero:

f_{yd}	f_{cd}	b	d
391 N/mm ²	14,17 N/mm ²	300 mm	253 mm



Verifiche SLU

Calcolo momenti

Secondo la regola della scacchiera avremmo 4 combinazioni possibili di carico e una quinta che prevede la presenza di incastro alle estremità.

Combinazione 1

Per massimizzare il momento in campata A.

Combinazione 2

Per massimizzare il momento in campata B.

Combinazione 3

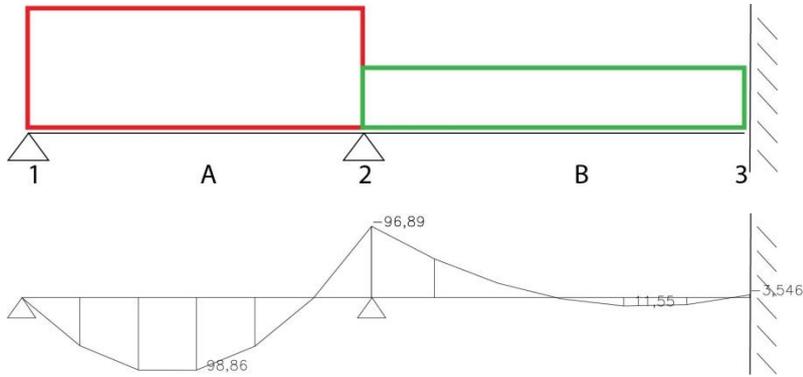
Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.

Combinazione 4

Per massimizzare il momento sollecitante alle due estremità. Il momento sarà pari al 60% del momento di incastro e prenderemo in considerazione il carico sfavorevole.

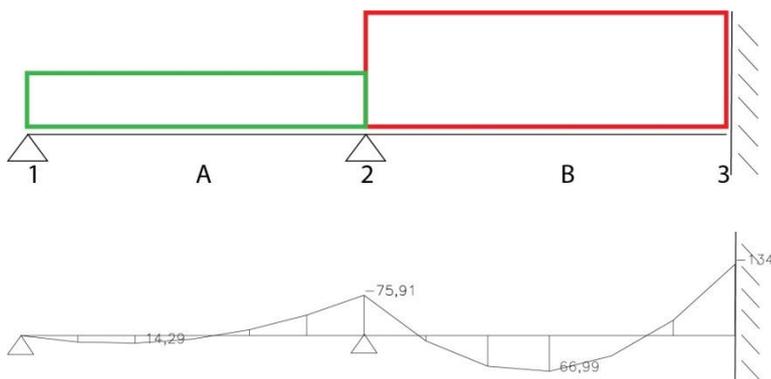
Trave di spina

Combinazione 1



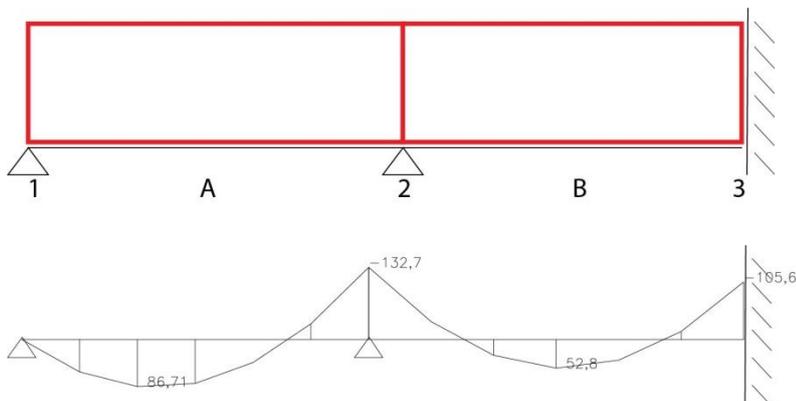
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
0	-96,89	-3,55	98,86	11,55

Combinazione 2



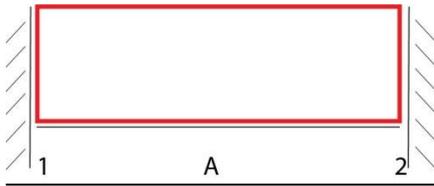
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
0	-75,91	-134	14,29	66,99

Combinazione 3



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
0	-132,7	-105,6	86,71	52,8

Combinazione 4



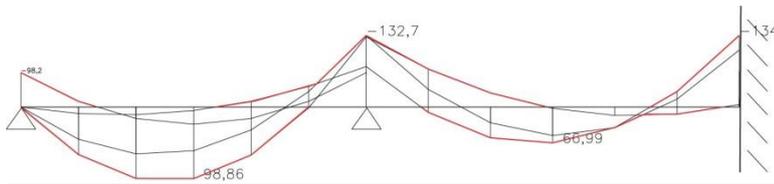
M_1 [Knm]
-98,2

Quindi

M_1 [Knm]
-58,92

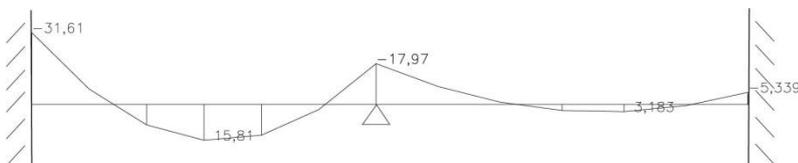
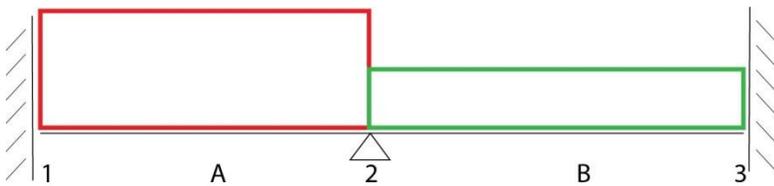
	M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
comb.1	0	-96,89	-3,55	98,86	11,55
comb.2	0	-75,91	-134	14,29	66,99
comb.3	0	-132,7	-105,6	86,71	52,8
comb.4	-58,92		-58,92		

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione si può fare il diagramma di involuppo, vengono sovrapposti i quattro diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Trave di bordo

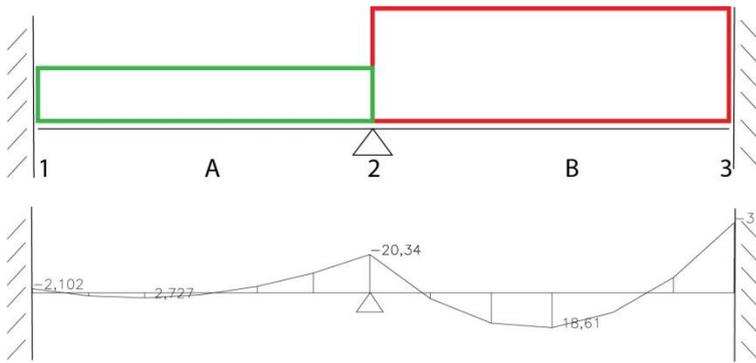
Combinazione 1



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

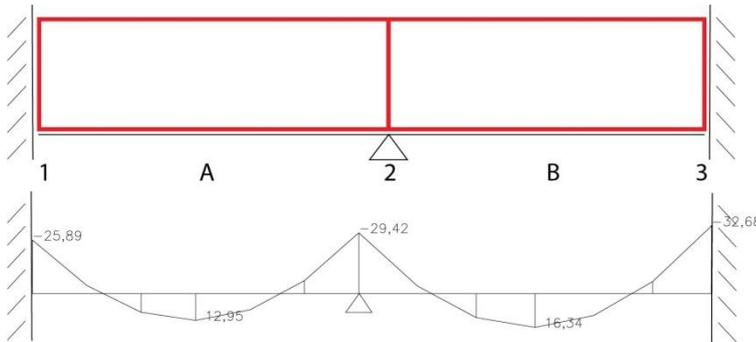
-31,61	-17,97	-5,34	15,81	3,18
--------	--------	-------	-------	------

Combinazione 2



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
-2,1	-20,34	-37,22	2,73	18,61

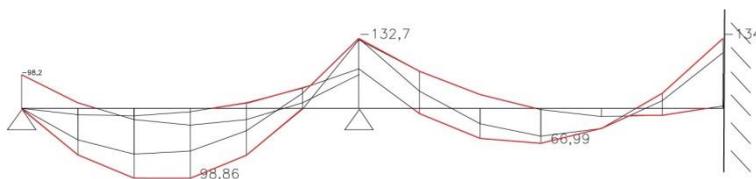
Combinazione 3



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
-25,89	-29,42	-32,68	12,95	16,34

	M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
comb.1	-31,61	-17,97	-5,34	15,81	3,18
comb.2	-2,1	-20,34	-37,22	2,73	18,61
comb.3	-25,89	-29,42	-32,68	12,95	16,34

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione si può fare il diagramma di involuppo, vengono sovrapposti i quattro diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Verifiche SLU

Flessione

Note le sollecitazioni per ogni campata e appoggio è possibile calcolare l'armatura minima richiesta attraverso la seguente formula:

$$A_s = M_{sd} / (0,9 d \cdot f_{yd})$$

Trave di spina

	Msd [Knm]	As min [mm ²]	n	φ	As' [mm ²]
M_1 [Knm]	-58,92	661,7941901	4	18	1017,36
M_2 [Knm]	-132,7	1490,497098	6	18	1526,04
M_3 [Knm]	-134	1505,098803	6	18	1526,04
M_A [Knm]	98,86	1110,40349	5	18	1271,7
M_B [Knm]	66,99	752,4370807	4	18	1017,36

Trave di bordo

	Msd [Knm]	As min [mm ²]	n	φ	As' [mm ²]
M_1 [Knm]	-31,61	355,0460684	2	18	508,94
M_2 [Knm]	-29,42	330,4478118	2	18	508,94
M_3 [Knm]	-37,22	418,0580407	2	18	508,94
M_A [Knm]	15,81	177,5791946	2	18	508,94
M_B [Knm]	18,61	209,0290203	2	18	508,94

Bisogna verificare che i momenti resistenti Mrd relativi alle armature scelte siano superiori ai momenti sollecitanti Msd.

Il momento resistente si trova invertendo la formula utilizzata in precedenza:

$$M_{rd} = A_s' \cdot 0,9 d \cdot f_{yd}$$

Trave di spina

	As' [mm ²]	Msd [Knm]	Mrd [Knm]	Mrd/Msd	Mrd/Msd>1
M_1 [Knm]	1017,36	58,92	67,97	1,15	OK
M_2 [Knm]	1526,04	132,7	135,86	1,02	OK
M_3 [Knm]	1526,04	134	135,86	1,01	OK
M_A [Knm]	1271,7	98,86	113,22	1,15	OK
M_B [Knm]	1017,36	66,99	67,97	1,01	OK

Trave di bordo

	As' [mm ²]	Msd [Knm]	Mrd [Knm]	Mrd/Msd	Mrd/Msd>1
M_1 [Knm]	508,94	31,61	45,31	1,43	OK
M_2 [Knm]	508,94	29,42	45,31	1,43	OK
M_3 [Knm]	508,94	37,22	45,31	1,43	OK
M_A [Knm]	508,94	15,81	45,31	1,43	OK
M_B [Knm]	508,94	18,61	45,31	1,43	OK

Dopo aver scelto e verificato l'armatura necessaria, bisogna verificare che la sezione resista a flessione verificando che il collasso avvenga con l'armatura tesa snervata, pertanto bisogna verificare che:

$$\omega_s = \frac{[f_{yd} \cdot A_s']}{[f_{cd} \cdot d \cdot b]} < 0,52$$

dove **b** è la larghezza dell'anima, **A_s'** è l'area dell'acciaio effettiva e **f_{cd}** è la tensione a compressione resistente del calcestruzzo (14,17 MPa).

Trave di spina

	ω_s	$\omega_s < 0,52$
M_1 [Knm]	0,13	OK
M_2 [Knm]	0,20	OK
M_3 [Knm]	0,20	OK
M_A [Knm]	0,17	OK
M_B [Knm]	0,13	OK

Trave di bordo

	ω_s	$\omega_s < 0,52$
M_1 [Knm]	0,18	OK
M_2 [Knm]	0,19	OK
M_3 [Knm]	0,19	OK
M_A [Knm]	0,19	OK
M_B [Knm]	0,19	OK

Conclusioni: la verifica a flessione secondo gli stati limite ultimi per la trave di spina e la trave di bordo risulta soddisfatta.

Taglio

Con i carichi calcolati in precedenza per le verifiche a flessione SLU e con le quattro combinazioni di carico, calcoliamo il valore di taglio di ogni appoggio per le travi.

Calcolo del taglio

Combinazione 1

Per massimizzare il momento in campata A.

Combinazione 2

Per massimizzare il momento in campata B.

Combinazione 3

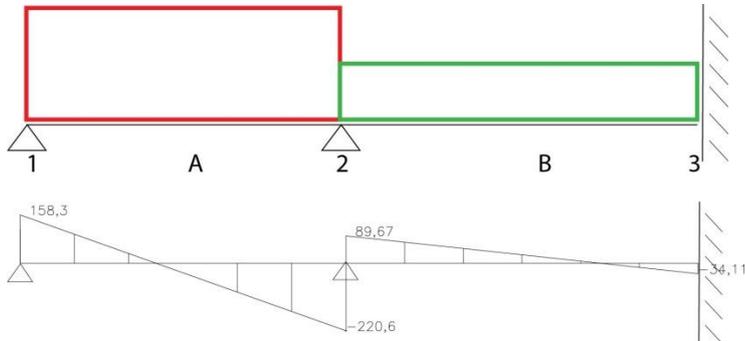
Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.

Combinazione 4

Per massimizzare il momento sollecitante alle due estremità. Il momento sarà pari al 60% del momento di incastro e prenderemo in considerazione il carico sfavorevole.

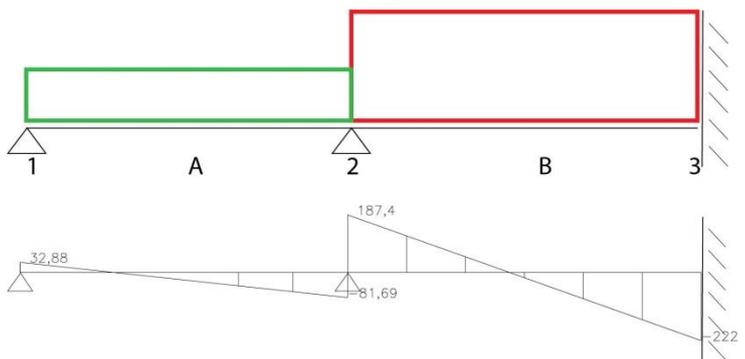
Trave di spina

Combinazione 1



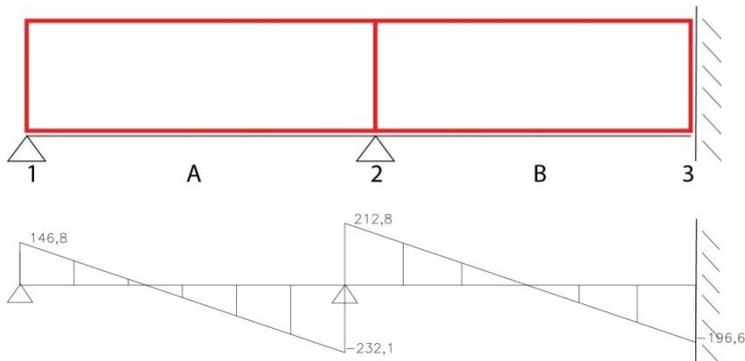
V_{A^+} [Kn]	V_{B^-} [Kn]	V_{B^+} [Kn]	V_{C^-} [Kn]
158,3	-220,6	89,67	-34,11

Combinazione 2



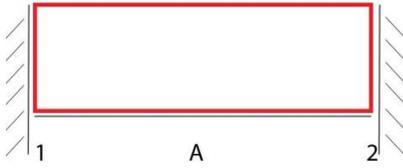
V_{A^+} [Kn]	V_{B^-} [Kn]	V_{B^+} [Kn]	V_{C^-} [Kn]
32,88	-81,69	187,4	-222

Combinazione 3



V_{A^+} [Kn]	V_{B^-} [Kn]	V_{B^+} [Kn]	V_{C^-} [Kn]
146,8	-232,1	212,8	-196,6

Combinazione 4



V_A+ [Kn]
189,5

V_B+ [Kn]
189,5

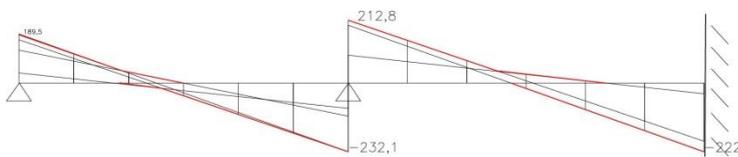
Quindi

V_A+ [Kn]
113,7

V_B+ [Kn]
113,7

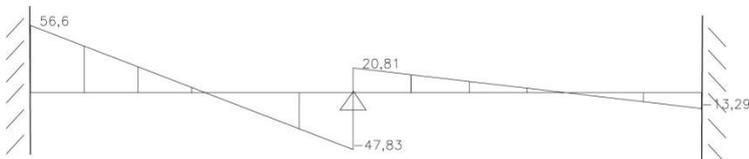
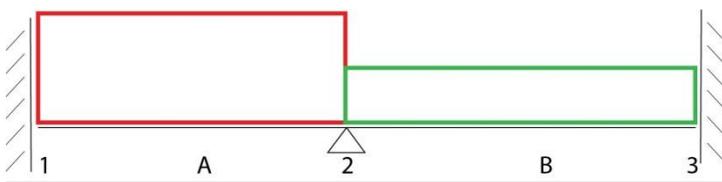
	V_A+[Kn]	V_B-[Kn]	M_B+[Kn]	V_C-[Kn]
comb.1	158,3	-220,6	89,67	-34,11
comb.2	32,88	-81,69	187,4	-222
comb.3	146,8	-232,1	212,8	-196,6
comb.4	113,7		113,7	

Dopo aver calcolato i tagli per ogni combinazione si può fare il diagramma di involucro, vengono sovrapposti i quattro diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



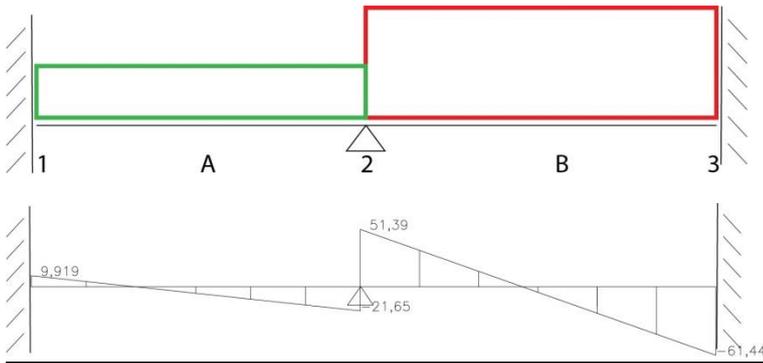
Trave di bordo

Combinazione 1



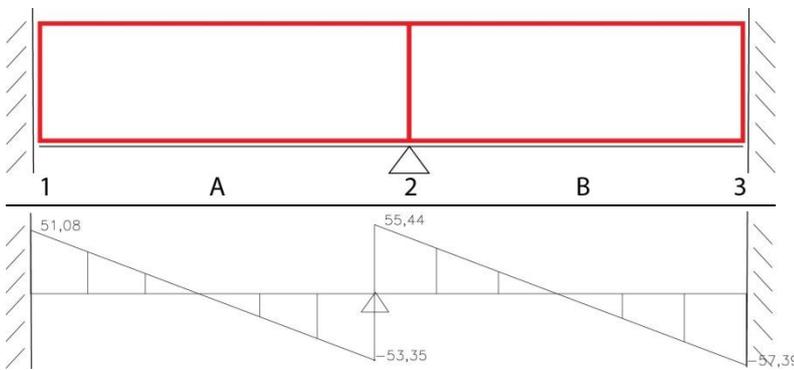
V_A+ [Kn]	V_B- [Kn]	V_B+ [Kn]	V_C- [Kn]
56,6	-47,83	20,81	-13,29

Combinazione 2



V_A+ [Kn]	V_B- [Kn]	V_B+ [Kn]	V_C- [Kn]
9,92	-21,65	51,39	-61,44

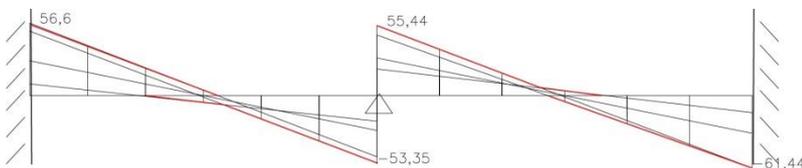
Combinazione 3



V_A+ [Kn]	V_B- [Kn]	V_B+ [Kn]	V_C- [Kn]
51,08	-53,35	55,44	-57,39

	V_A+ [Kn]	V_B- [Kn]	M_B+ [Kn]	V_C- [Kn]
comb.1	56,6	-47,83	20,81	-13,29
comb.2	9,92	-21,65	51,39	-61,44
comb.3	51,08	-53,35	55,44	-57,39

Dopo aver calcolato i tagli per ogni combinazione si può fare il diagramma di involucro, vengono sovrapposti i quattro diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Verifica a taglio

Per verificare le travi a taglio, bisogna calcolare **V_{rsd}** e **V_{rcd}** e il minimo tra i due valori sarà il taglio resistente, e per far si che la verifica sia soddisfatta, il taglio di calcolo deve essere minore di questo valore.

resistenza a taglio- trazione staffa

$$V_{rsd} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * z * f_{yd} * ct * g \theta$$

resistenza a taglio- compressione calcestruzzo

$$V_{rzd} = b \cdot z \cdot 0,5 \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \theta / (1 + \operatorname{ctg} \theta))$$

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsh la $\operatorname{ctg} \theta$ è pari a 1, ma questo modello conduce a eccessivi dimensionamenti dell'armatura trasversale, il modello va quindi perfezionato aggiungendo il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo. Tale contributo viene preso in considerazione diminuendo l'inclinazione del puntone, secondo la teoria del traliccio, cioè aumentando $\operatorname{ctg} \theta$.

$$\operatorname{ctg} \theta = ((s \cdot b \cdot 0,5 \cdot f_{cd}) / (A_{sw} \cdot f_{yd}))^{1/2}$$

Se $\operatorname{ctg} \theta > 2,5$, prenderò il valore 2,5

Se $1 > \operatorname{ctg} \theta > 2,5$, prenderò il valore calcolato

Se $\operatorname{ctg} \theta < 1$, prenderò il valore 1

A_{sw} è l'area delle staffe prevista nella sezione. Nel progetto, avendo le travi in spessore adatteremo staffe a 4 braccia con $\phi 8$. Quindi A_{sw} sarà pari a 201,6 mm².

Trave di spina

$s < 500$ mm

$s < 0,8 \cdot d$ (0,8*253)

$A_{sw}/s > 1,5 \cdot b$

Trave di bordo

$s < 500$ mm

$s < 0,8 \cdot d$ (0,8*253)

$A_{sw}/s > 1,5 \cdot b$

s è la distanza tra le staffe e per normativa deve essere:

Trave di spina

	Vsd [Kn]	A _{sw} [mm ²]	s [mm]	ctgθ _{eq}	ctgθ	V _{rsd} [Kn]	V _{rzd} [Kn]	V _{rd}	V _{rd} >V _{sd}
V_A ⁺ [Kn]	158,3	201,6	150	3,79	2,5	249,29	2437,80	249,29	OK
V_B ⁻ [Kn]	-232,1	201,6	150	3,79	2,5	249,29	2437,80	249,29	OK
V_B ⁺ [Kn]	212,8	201,6	150	3,79	2,5	249,29	2437,80	249,29	OK
V_C ⁻ [Kn]	222	201,6	150	3,79	2,5	249,29	2437,80	249,29	OK

Trave di bordo

	Vsd [Kn]	A _{sw} [mm ²]	s [mm]	ctgθ _{eq}	ctgθ	V _{rsd} [Kn]	V _{rzd} [Kn]	V _{rd}	V _{rd} >V _{sd}
V_A ⁺ [Kn]	56,6	100,53	200	4,65	2,5	99,45	146,27	99,45	OK
V_B ⁻ [Kn]	-53,35	100,53	200	4,65	2,5	99,45	146,27	99,45	OK
V_B ⁺ [Kn]	55,44	100,53	200	4,65	2,5	99,45	146,27	99,45	OK
V_C ⁻ [Kn]	-61,44	100,53	200	4,65	2,5	99,45	146,27	99,45	OK

Conclusioni: la verifica a flessione secondo gli stati limite ultimi per la trave di spina e la trave di bordo risulta verificata.

Verifiche SLE

Calcolo dei carichi sfavorevoli e favorevoli:

Trave di spina

qsfav	$1,00 \cdot 36,84 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 20,07 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 29,23 \text{ kN/m}$	86,14
qfav	$1,00 \cdot 36,84 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 20,07 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 29,23 \text{ kN/m}$	36,84

Trave di bordo

qsfav	$1,00 \cdot 10,15 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 5,53 \text{ kN/m} + 1,00 \cdot 8,06 \text{ kN/m}$	23,74
qfav	$1,00 \cdot 10,15 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 5,53 \text{ kN/m} + 0,00 \cdot 8,06 \text{ kN/m}$	10,15

Calcolo momenti

Secondo la regola della scacchiera avremmo 4 combinazioni possibili di carico e una quinta che prevede la presenza di incastro alle estremità.

Combinazione 1

Per massimizzare il momento in campata A.

Combinazione 2

Per massimizzare il momento in campata B.

Combinazione 3

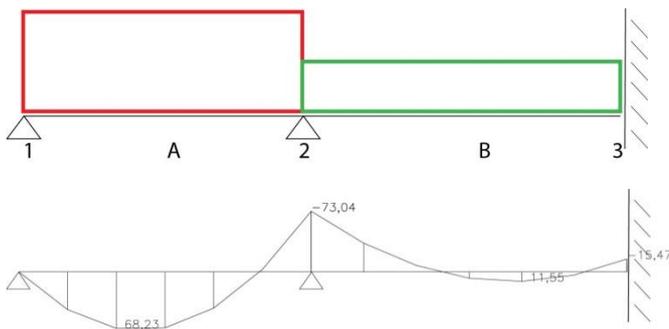
Per massimizzare il momento nell'appoggio 2.

Combinazione 4

Per massimizzare il momento sollecitante alle due estremità. Il momento sarà pari al 60% del momento di incastro e prenderemo in considerazione il carico sfavorevole.

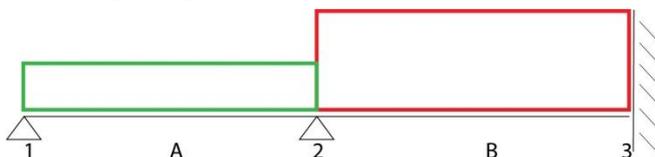
Trave di spina

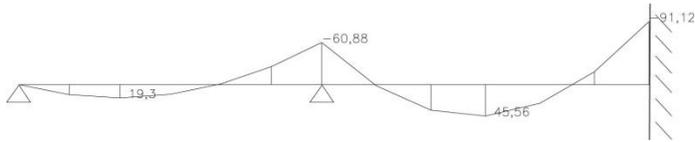
Combinazione 1



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
0	-73,04	-15,47	68,23	11,55

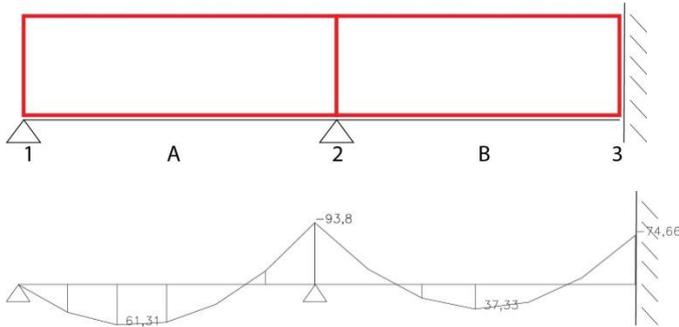
Combinazione 2





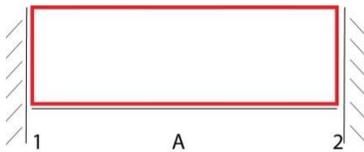
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
0	-60,88	-91,12	19,3	45,56

Combinazione 3



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
0	-93,8	-74,66	61,31	37,33

Combinazione 4



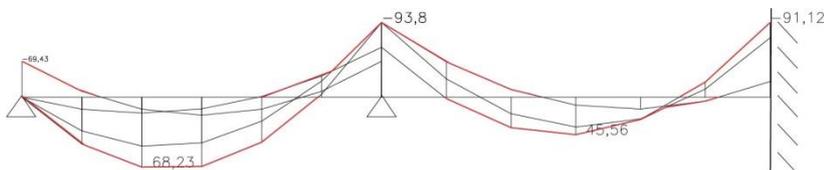
M_1 [Knm]	M_3 [Knm]
-69,43	-69,43

Quindi

M_1 [Knm]	M_3 [Knm]
-41,66	-41,66

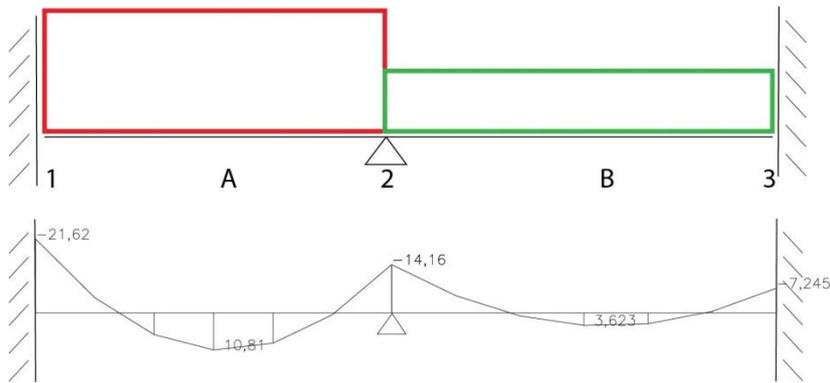
	M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
comb.1	0	-73,04	-15,47	68,23	11,55
comb.2	0	-60,88	-91,12	19,3	45,56
comb.3	0	-93,8	-74,66	61,31	37,33
comb.4	-41,66		-41,66		

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione si può fare il diagramma di involuppo, vengono sovrapposti i quattro diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



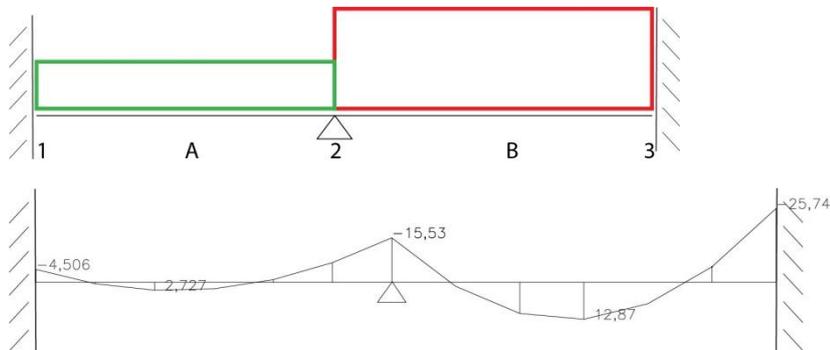
Trave di bordo

Combinazione 1



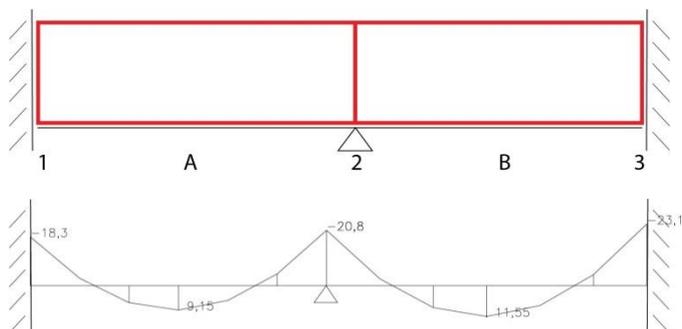
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
-21,62	-14,16	-7,25	10,81	3,62

Combinazione 2



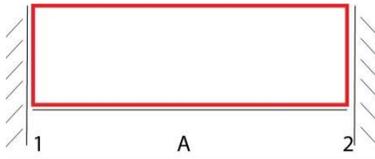
M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
-4,51	-15,53	-25,74	2,73	12,87

Combinazione 3



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
-18,3	-20,8	-23,1	9,15	11,55

Combinazione 4

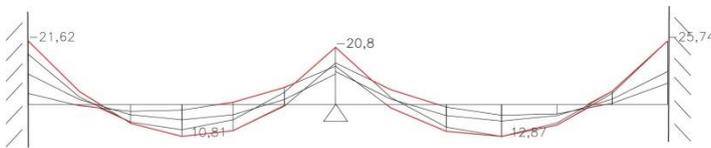


M_1 [Knm]		M_3 [Knm]
-19,3		-22,33

Quindi

M_1 [Knm]		M_3 [Knm]
-11,58		-13,38

Dopo aver calcolato i momenti per ogni combinazione si può fare il diagramma di involuppo, vengono sovrapposti i quattro diagrammi per ricavare le sollecitazioni più gravose in ogni sezione della trave.



Tensione

Le verifiche delle tensioni massime riguardano la compressione del calcestruzzo e la trazione dell'armatura tesa e si applicheranno le seguenti formule:

$$\sigma_c = 2M / (b \cdot x \cdot z) \quad \sigma_s = M / A_s' \cdot z$$

Dove σ_c dovrà essere minore di 15 MPa e σ_s minore di 360 MPa affinché la verifica risulti soddisfatta.

$$z = d - x/3$$

$$\alpha e = 15$$

$$x = ((\alpha e \cdot A_s') / b) \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{A_s' \cdot \alpha e}})$$

Trave di spina

	Msd [Knm]	As' min [mm ²]	x	z	σ_c [MPa]	$\sigma_c < 15$	σ_s [Mpa]	$\sigma_s < 360$
M_1 [Knm]	-41,66	1017,36	81,09	225,97	5,68	OK	181	OK
M_2 [Knm]	93,8	1526,04	94,99	221,3367	11,17	OK	269,7	OK
M_3 [Knm]	-91,12	1526,04	94,99	221,34	10,83	OK	269,7	OK
M_A [Knm]	68,23	1271,7	88,45	223,5167	8,63	OK	240	OK
M_B [Knm]	45,56	1017,36	81,09	225,97	6,22	OK	198	OK

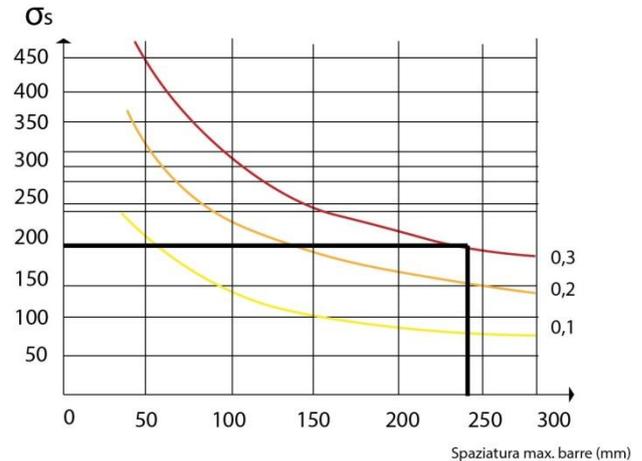
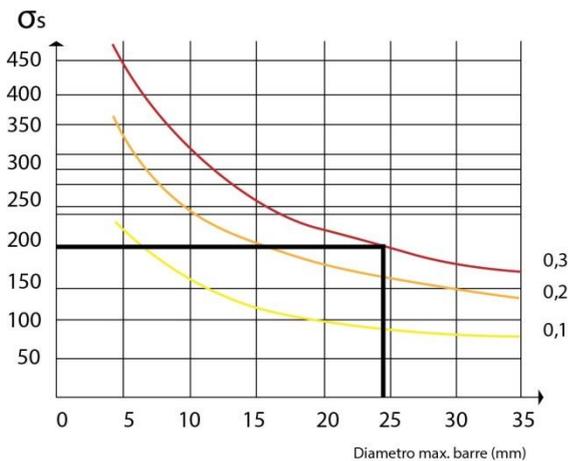
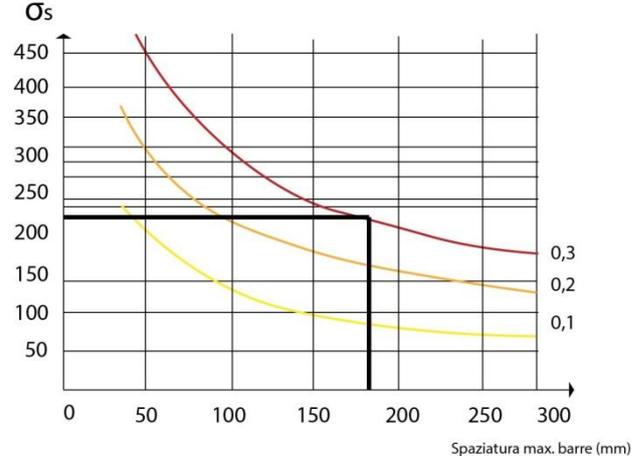
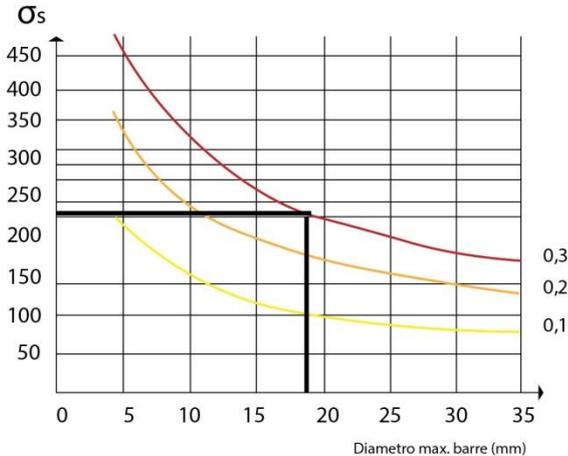
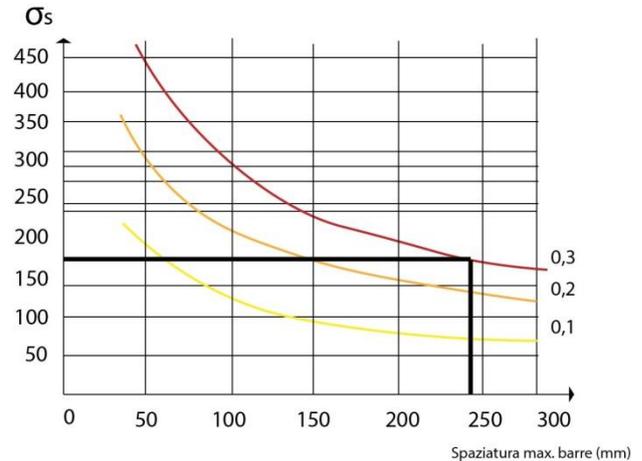
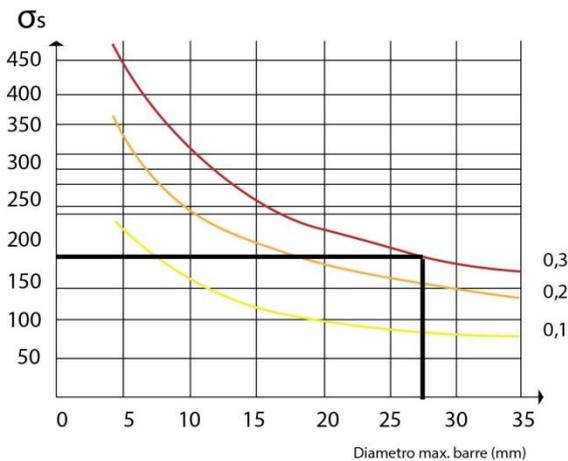
Trave di bordo

	Msd [Knm]	As' min [mm ²]	x	z	σ_c [MPa]	$\sigma_c < 15$	σ_s [Mpa]	$\sigma_s < 360$
M_1 [Knm]	-21,62	508,94	90,82	222,7267	7,2	OK	190	OK
M_2 [Knm]	-20,8	508,94	90,82	222,73	6,9	OK	180	OK
M_3 [Knm]	-25,74	508,94	90,82	222,73	8,5	OK	230	OK
M_A [Knm]	10,81	508,94	90,82	222,73	3,6	OK	95	OK
M_B [Knm]	12,87	508,94	90,82	222,73	4,2	OK	113	OK

Fessurazione

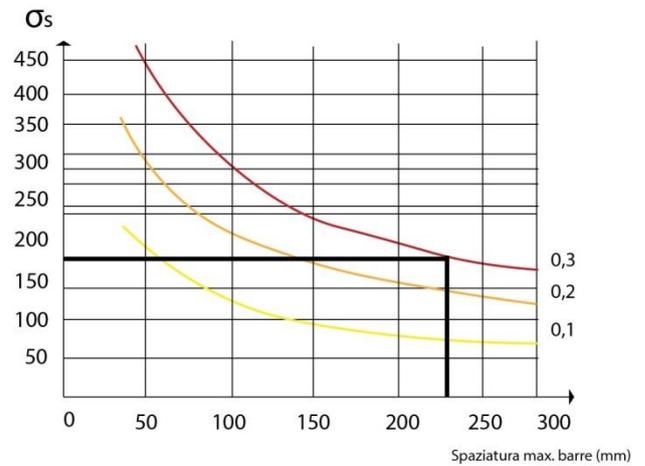
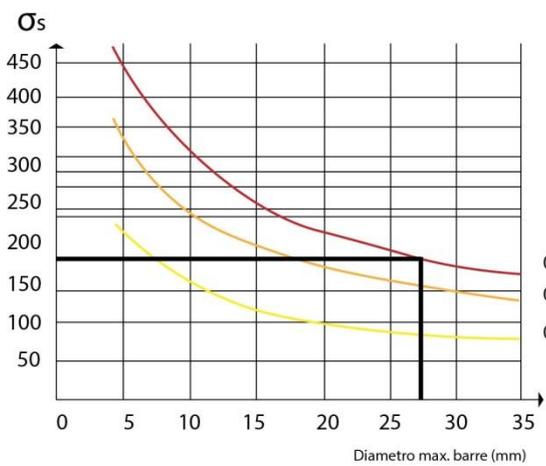
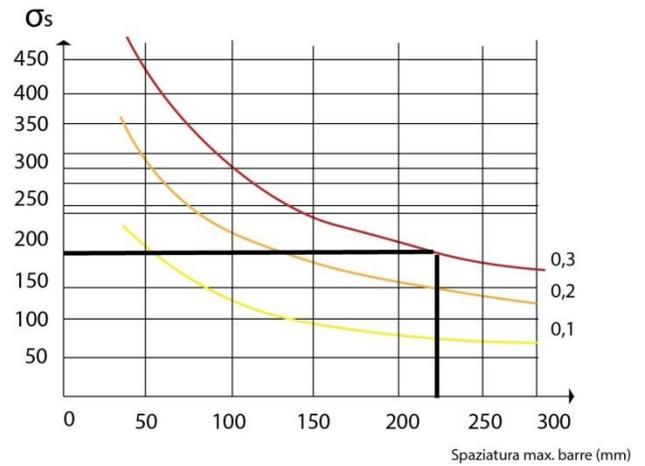
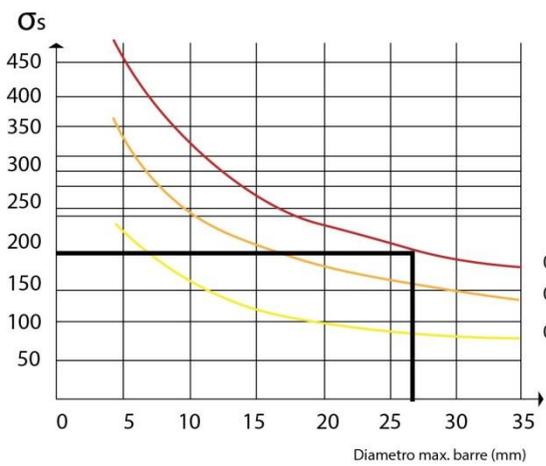
La verifica della fessurazione può essere eseguita indirettamente controllando che il diametro delle armature tese e la loro spaziatura non superino determinati limiti. Tali limiti dipendono dallo stato tensionale delle armature in condizioni di esercizio e dall'apertura massima delle fessure consentita ($w=0,3$). L'apertura massima delle fessure dipende dalle condizioni ambientali a cui è esposta la struttura e dalla tipologia di armatura. L'edificio si trova in condizioni ambientali ordinarie e l'acciaio delle armature è poco sensibile (acciaio ordinario).

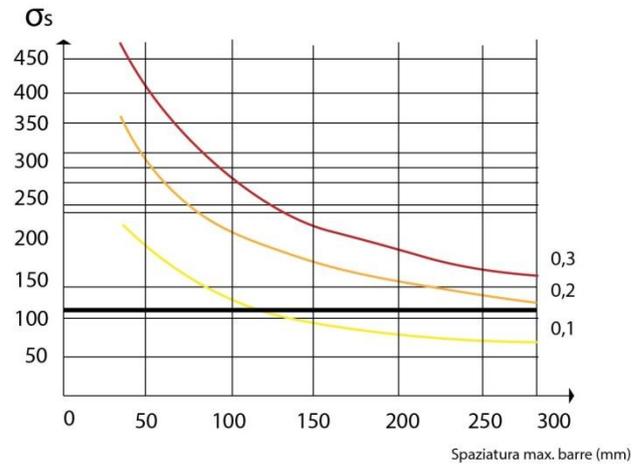
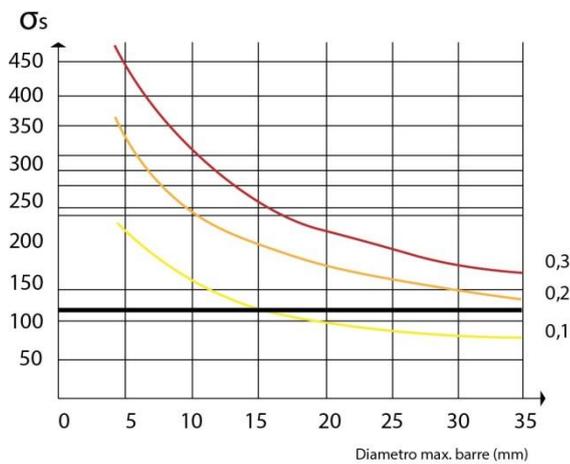
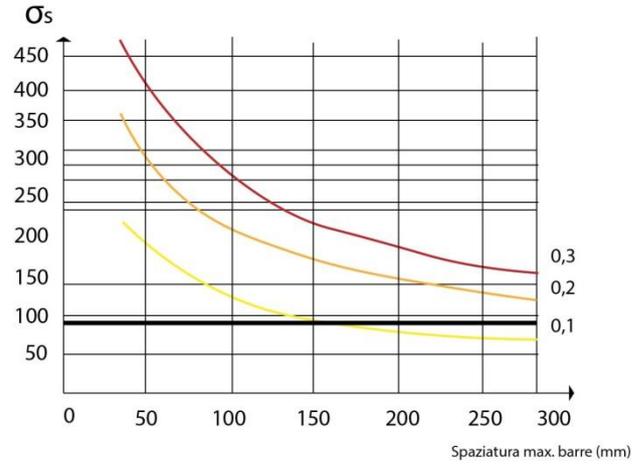
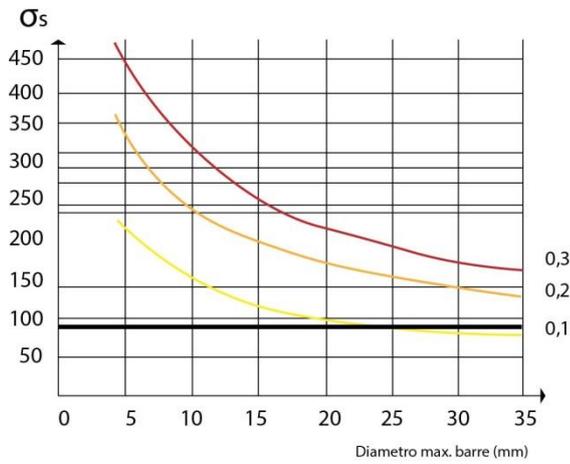
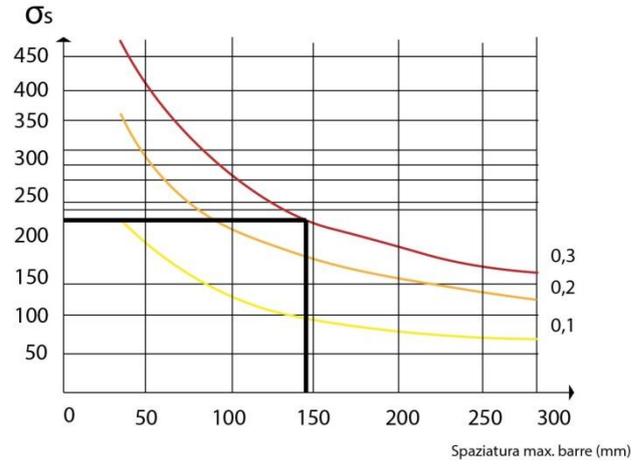
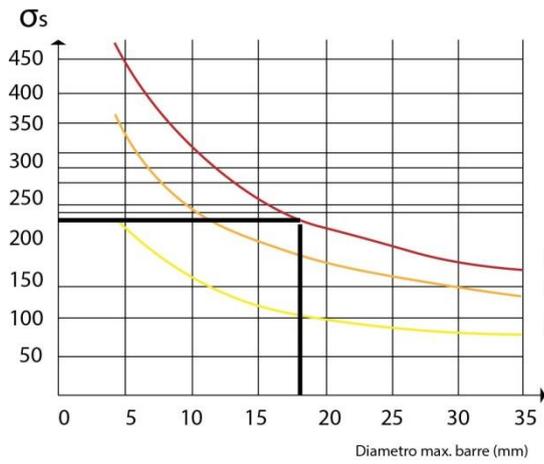
Trave di spina



	n	ϕ	σ_s	W	ϕ [mm]	ϕ max [mm]	$\phi < \phi$ max	i [mm]	i max [mm]	i < i max
M_1 [Knm]	4	18	181	0,3	18	27	OK	240,7	245	OK
M_2 [Knm]	6	18	278	0,3	18		NON OK			
M_3 [Knm]	6	18	269,7	0,3	18		NON OK			
M_A [Knm]	5	18	240	0,3	18	19	OK	180,5	185	OK
M_B [Knm]	4	18	198	0,3	18	25	OK	240,7	247	OK

Trave di bordo





	n	ϕ	σ_s	W	ϕ [mm]	ϕ max [mm]	$\phi < \phi$ max	i [mm]	i max [mm]	i < max
M_1 [Knm]	2	18	191	0,3	18	26	OK	222	225	OK
M_2 [Knm]	2	18	183	0,3	18	27	OK	222	230	OK
M_3 [Knm]	2	18	230	0,3	18	18	OK	222	245	OK
M_A [Knm]	2	18	95	0,3	18	>35	OK	222	>300	OK
M_B [Knm]	2	18	113	0,3	18	>35	OK	222	>300	OK

Deformabilità

Siccome la luce maggiore sia nella trave di spina che nella trave di bordo corrisponde a 3,36m (<10) possiamo eseguire la verifica a deformazione tramite calcolo indiretto, controllando che il rapporto tra luce e altezza non superi il valore 18 nelle campate terminali e 20 in quelle intermedie. Tale valore dipende dal sistema strutturale e dal fatto che il calcestruzzo sia molto sollecitato ($\rho=1,5\%$).

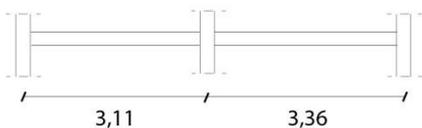
	l [mm]	h [mm]	l/h [mm]	l/h<18
campata A	3110	300	10,36666667	OK
campata B	3360	300	11,2	OK

Progetto e verifica delle fondazioni

Dimensionamento

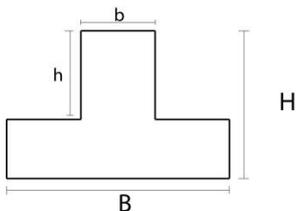
In fase di predimensionamento si fa riferimento a un modello semplificato che consiste nel considerare costante la reazione del terreno.

Il peso (p) è la somma dei pesi che gravitano su ogni pilastro nel piano inferiore dell'edificio, trovati in fase di dimensionamento e verifica dei pilastri, fratto la luce totale della trave rovescia di fondazione pari a 6,47 m.



pilastro	NK [Kn]
PB1	1159,03
PB2	2223,61
S B3-4	301,22
TOTALE	3683,86

$$P = \frac{NK_{tot}}{l_{tot}}$$



P [Kn/m]	569,38
----------	--------

B [cm]	H [cm]	b [cm]	h [cm]
150	100	40	60

Verifica geotecnica

Bisogna verificare che la pressione indotta sul terreno σ_{ed} sia inferiore alla pressione massima che il terreno è in grado di sostenere.

$$\sigma_{ed} = P'/B$$

La pressione indotta sul terreno è pari a

q_{rd} / γ_{rd} q_{rd} è la capacità portante del terreno e γ_{rd} è il coefficiente parziale di sicurezza (1,43).

La pressione massima del terreno σ_{ed} è data dai carichi verticali sommati al peso della fondazione, calcolati considerando un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,43.

P' [Kn/m]	814,21
-----------	--------

Si ricava quindi σ_{ed} :

σ_{ed}
581,58

Capacità portante del terreno

La capacità portante del terreno è valutata tenendo conto di tre diversi contributi: quello legato alla coesione del terreno (c), quello legato al peso del terreno ai lati della fondazione (q) e quello legato all'attrito del terreno (γ).

$$q_{rd} = s_c c N_c + s_q q N_q + s_r 0,5 B N_r$$

dove $q = \gamma h$ è il peso di terreno a lato della fondazione

h è l'altezza del terreno a lato della fondazione

γ è il peso specifico del suolo circostante

B è la larghezza della fondazione

s sono i fattori di forma, unitari per fondazione continua

N_c, N_q, N_r sono coefficienti che dipendono dall'angolo di attrito del terreno ϕ .

Il terreno dove sorge la costruzione presenta queste caratteristiche.

c	ϕ	γ [Kn / m ³]
0	35°	18

Da cui si ricava:

tg ϕ	N_q	N_c	N_r	N_q/N_c
0,7	33,26	46,09	49,97	0,722

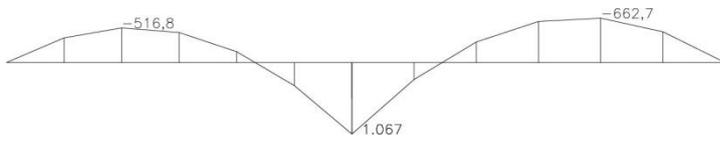
$$q_{rd} = 1246,28$$

σ_{ed} [Kn/m]	q_{rd} / γ_{rd} [Kn/ m ²]	$\sigma_{ed} < q_{rd} / \gamma_{rd}$
541,19	541,86	OK

Verifiche SLU

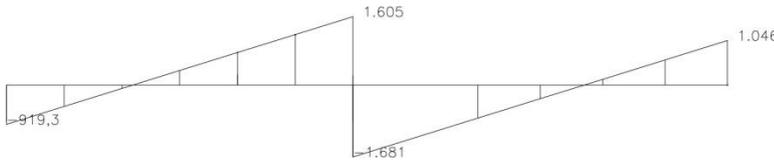
Calcolo momento

Si considera il carico 'P' pari a 814,21 Kn/m uniformemente distribuito.



M_1 [Knm]	M_2 [Knm]	M_3 [Knm]	M_A [Knm]	M_B [Knm]
0	1067	0	-516,8	-662,7

Calcolo taglio



M_1 [Knm]	M_2^- [Knm]	M_2^+ [Knm]	M_3 [Knm]
-919,3	1605	-1681	1046

Flessione

Note le sollecitazioni per ogni campata e appoggio è possibile calcolare l'armatura minima richiesta attraverso:

$$A_s = M_{sd} / (0,9 d \cdot f_{yd})$$

	Msd [Knm]	As min [mm²]	n	φ	As' [mm²]
M_1 [Knm]	0	0	0	0	0
M_2 [Knm]	1067	3246,37194	11	20	3740
M_3 [Knm]	0	0	0	0	0
M_A [Knm]	-516,8	1572,37584	6	20	1884
M_B [Knm]	-662,7	2016,27993	7	20	2198

Bisogna verificare che i momenti resistenti **Mrd** relative alle armature scelte siano maggiori dei momenti sollecitanti **Msd**.

Il momento resistente si trova rigirando la formula utilizzata in precedenza:

$$M_{rd} = A_s' \cdot 0,9 d \cdot f_{yd}$$

	As' [mm²]	Msd [Knm]	Mrd [Knm]	Mrd/Msd	Mrd/Msd > 1
M_1 [Knm]	0	0	-	-	-
M_2 [Knm]	3740	1067	1229,2	1,152015	OK
M_3 [Knm]	0	0	-	-	-
M_A [Knm]	1884	-516,8	619,2	1,198142	OK
M_B [Knm]	2198	-662,7	722,4	1,090086	OK

Taglio

Per verificare a taglio la fondazione a trave rovescia bisogna calcolare **Vrsd** e **Vrcd**, il minimo tra i due valori sarà il taglio resistente, e per far sì che la verifica sia soddisfatta, il taglio di calcolo deve essere minore di questo valore.

Resistenza taglio- trazione staffa

$$Vrsd = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) * z * f_{yd} * ctg\theta$$

resistenza a taglio- compressione calcestruzzo

$$Vrcd = b * z * 0,5 * f_{cd} * (ctg\theta / (1 + ctg\theta))$$

Nella teoria del traliccio isostatico di Morsh la **ctgθ** è pari a 1, ma questo modello conduce a eccessivi dimensionamenti dell'armatura trasversale, il modello va quindi perfezionato aggiungendo il contributo della resistenza a trazione del calcestruzzo. Tale contributo viene preso in considerazione diminuendo l'inclinazione del puntone, secondo la teoria del traliccio, cioè aumentando **ctgθ**.

$$ctg\theta = ((s * b * 0,5 * f_{cd}) / (A_{sw} * f_{yd}))^{1/2}$$

Se $ctg\theta > 2,5$, prenderò il valore 2,5

Se $1 > ctg\theta > 2,5$, prenderò il valore calcolato

Se $ctg\theta < 1$, prenderò il valore 1

A_{sw} è l'area delle staffe prevista nella sezione. Nel progetto, avendo le travi in spessore adotteremo staffe a 4 braccia con **φ8**. Quindi A_{sw} sarà pari a 157,1 mm².

s è la distanza tra le staffe e per normativa deve essere:

s < 500mm

s < 0,8*d (0,8*934)

A_{sw}/s > 1,5*b (b=40cm)

	Vsd [Kn]	A _{sw} [mm ²]	s [mm]	ctgθ _{eq}	ctgθ	Vrsd [Kn]	Vrcd [Kn]	Vrd	Vrd>Vsd
V_A+ [Kn]	-919,3	157,1	100	2,14	2,14	1227,76	1005,843	1005,843	OK
V_B- [Kn]	1605	157,1	50	1,5	1,5	1721,159			NON OK
V_B+ [Kn]	-1681	157,1	50	1,5	1,5	1721,159			NON OK
V_C- [Kn]	1046	157,1	50	1,5	1,5	1721,159	1217,599	1217,599	OK

Travi di collegamento

È necessario contenere gli spostamenti relativi tra gli elementi di fondazione, ad esempio unendoli tramite travi di collegamento in grado di assorbire gli sforzi assiali indotti da tali spostamenti.

Tale azione assiale può essere stimata come: **10% Nk** dove **Nk** è l'azione assiale trasmessa dal pilastro in fondazione.

L'armatura longitudinale sarà quindi pari a:

$$A_s \text{ min} = 10\% N_k / f_{yd}$$

$$A_s \text{ min} = 338,61$$

$$A_s^* = 452,39$$

$$A_s < A_s^*$$

La dimensione della sezione è 300x300.

Il passo (s) e il diametro (ϕ s) delle staffe sarà pari a:

$$s \leq 12\phi \quad \phi s \geq \frac{\phi}{4}$$

Conclusioni: la verifica delle travi di collegamento risulta soddisfatta.