



Università degli studi di Catania

Corso di laurea in Ingegneria
edile-architettura

Corso di Tecnica delle costruzioni

Anno accademico 2016/2017

Docenti: prof. ing. E. Marino, prof. ing. M. Bosco

Progetto di un edificio per civile abitazione in cemento
armato con scala in acciaio

● Relazione

Studenti

Nunzio Marco Aiello 058000229

Federica Grasso 058000258

Jon Ibarretxe (Erasmus)

Revisori

William Leni

Aurelio Gherzi

SOMMARIO

RELAZIONE GENERALE.....	1
Caratteristiche del fabbricato	2
Normative di riferimento	2
Materiali dell'edificio	2
Valori di resistenza e moduli di elasticità dei materiali.....	3
Criteri per il dimensionamento	4
1. Solaio	4
2. Travi	4
3. Pilastri	4
4. Scala	5
RELAZIONE DI CALCOLO	7
Analisi dei carichi unitari.....	8
-SOLAIO INTERNO:	8
-SOLAIO ESTERNO:.....	8
-TRAMEZZI:	8
-TAMPONATURE:.....	9
-TRAVE EMERGENTE:	9
-TRAVE A SPESSORE:	9
-SCALA:	10
- CARICHI VARIABILI:	10
SOLAIO	11
- DIMENSIONAMENTO:	11
- COMBINAZIONI DI CARICO:.....	12
-SOLAIO 152:	12
-SOLAIO 153:	19
-CALCOLO DELLE ARMATURE:.....	25
- VERIFICA A TAGLIO:.....	27

TRAVE	28
- DIMENSIONAMENTO:	28
- COMBINAZIONI DI CARICO:.....	29
- CALCOLO DELLE ARMATURE A FLESSIONE:	37
- VERIFICA A TAGLIO:.....	37
- Armature a taglio:.....	38
- Armatura di parete:	38
PILASTRO	39
- ANALISI DEI CARICHI:	39
- DIMENSIONAMENTO E CARICO DELLE ARMATURE:	45
SCALA	52
-DESCRIZIONE:	52
- ANALISI DEI CARICHI:	53
- DIMENSIONAMENTO:	54
- COMBINAZIONI DI CARICO:.....	54
- VERIFICHE:	56

RELAZIONE GENERALE

Caratteristiche del fabbricato

L'edificio preso in esame presenta una struttura in cemento armato con travi, pilastri e solai realizzati in opera alleggeriti da laterizi, con l'integrazione del corpo scala in acciaio. La sua destinazione d'uso è di civile abitazione ed è costituito da un piano terra su vespaio e sette piani in elevazione, per un totale di otto impalcati.

L'edificio non è sito in zona sismica ed è quindi soggetto a soli carichi verticali.

Normative di riferimento

Il progetto strutturale è basato sulle "Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14/01/2008, n.29), testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità.

Tali norme rappresentano l'espressione normativa a tutela della pubblica incolumità nel settore delle costruzioni, secondo un'impostazione coerente con gli Eurocodici, normativa europea di riferimento, e con contenuti all'avanguardia. In particolare sono stati presi in considerazione l'"Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo" e l'"Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio".

Materiali dell'edificio

Per la parte in cemento armato sono stati utilizzati:

–Barre ad aderenza migliorata in acciaio B450C.

I diametri utilizzati sono rispettivamente:

STAFFE	Ø8
SOLAIO	Ø10 - Ø14
TRAVI E PILASTRI	Ø14 - Ø20

–Calcestruzzo di classe di resistenza C25/30.

Il calcestruzzo è stato scelto in base alla sua durabilità. Per solai avremo una classe di esposizione XC1 - Corrosione promossa da carbonatazione, mentre per travi e pilastri avremo una classe di esposizione XC3 - Corrosione promossa da carbonatazione (UNI-EN 206, UNI 11104-2004).

Dalle NTC8, XC1 corrisponde ad un ambiente ordinario asciutto e XC3 ad un ambiente ordinario moderatamente umido; per entrambi la classe di resistenza minima da utilizzare è C25/30.

Per ogni elemento della struttura è stato predimensionato un valore di ricoprimento ed un valore di copriferro:

RICOPRIMENTO

SOLAIO E TRAVI A SPESSORE	25	mm
TRAVI EMERGENTI E PILASTRI	30	mm

COPRIFERRO

SOLAIO	30	mm
TRAVI A SPESSORE	40	mm
TRAVI EMERGENTI	40	mm
PILASTRI	40	mm

Adottare distanziatori conformi alla realizzazione del ricoprimento considerato.

Per la scala in acciaio sono stati utilizzati:

–Acciaio S235

La struttura della scala nel progetto è formata da uno scheletro portante separato da quello in cemento armato del resto dell'edificio, per questo motivo è un elemento poco soggetto a carichi ed è stato possibile impiegare l'acciaio S235, il meno resistente tra quelli in uso.

Per i collegamenti sono stati utilizzati bulloni e tirafondi M16 di classe 5.6.

VALORI DI RESISTENZA E MODULI DI ELASTICITÀ DEI MATERIALI

Calcestruzzo:

Resistenza cilindrica (valore caratteristico)	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica (valore di progetto)	$f_{cd} = 14,17 \text{ MPa}$
Resistenza cubica (valore caratteristico)	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 2,56 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione (valore caratteristico)	$f_{ctk} = 1,79 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2,15 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione media	$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità	$E_{cm} = 31475 \text{ MPa}$

Acciaio:

Tensione di snervamento (valore caratteristico)	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento (valore di calcolo)	$f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$
Tensione di rottura (valore caratteristico)	$f_{uk} = 540 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità:	$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Acciaio per carpenteria:

Classe dell'acciaio per carpenteria	S235
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$
Classe dei bulloni:	5.6
Classe dei dadi:	5.6
Tensione caratteristica di rottura dei bulloni:	$f_{ub} = 500 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento bulloni:	$f_{yb} = 300 \text{ MPa}$

Per le chiusure verticali sono stati utilizzati i seguenti materiali:

- Tamponature perimetrali:

Uno strato di mattoni forati da 8 cm e uno da 12 cm, con intonaco di spessore 1,5 cm per lato.

- Tramezzi:

Uno strato di mattoni forati da 8 cm e uno da 12 cm, con intonaco di spessore 1,5 cm per lato.

Per le chiusure orizzontali sono stati utilizzati i seguenti materiali:

Solaio latero-cementizio, con massetto di 6 cm e pavimento in gres di spessore 2 cm e intonaco all'intradosso di spessore 1 cm.

Criteri per il dimensionamento

1. Solaio

Per dimensionare il solaio in latero-cemento gettato in opera, sono stati considerati 3 travetti al metro e di conseguenza le dimensioni di pignatte, travetti e soletta sono le seguenti:

PIGNATTA 33 x h x 40 cm
TRAVETTO 8 x h cm
SOLETTA 4 - 5 cm

L'altezza delle pignatte e dei travetti dipende dall'altezza del solaio, dimensionato secondo il seguente criterio:

CAMPATE INTERNE $h = L / 25$
CAMPATE PERIMETRALI $h = L / 22$
TRAVI A SPESSORE $h = L / 20$
SBALZI INTERNI $h = L_{sb} / 6$
SBALZI ESTERNI $h = L_{sb} / 8$

In base alle precedenti formule lo spessore del solaio per l'edificio in esame è risultato di 26 cm.

Per calcolare l'armatura del solaio è stata utilizzata la seguente formula: $A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 d f_{yd}}$

2. Travi

Per dimensionare le travi è stata utilizzata la formula: $M_{Rd} = \frac{b d^2}{r'^2}$

-Travi emergenti:

Invertendo la formula si trova il valore dell'altezza utile d, dalla quale aggiungendo il valore del copriferro si trova l'altezza della sezione della trave h.

Per l'edificio in esame l'altezza h è risultata di 60 cm.

-Travi a spessore:

Fissato il valore di d pari a quello del solaio, invertendo la formula si trova il valore della base b. Avremo valori diversi della base in campata e in corrispondenza degli appoggi.

Per l'edificio in esame la base b è risultata di 100 cm agli appoggi e di 74 cm in campata.

L'armatura, anche in questo caso, si calcola con la formula $A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 d f_{yd}}$.

Sono inoltre state calcolate anche le aree minime da Normativa, attraverso le formule

$\frac{A_{st}}{s} = 1,5 b$ (staffe), $A_p = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}}$ (armatura di parete).

3. Pilastri

Per dimensionare i pilastri è stata effettuata l'analisi dei carichi di ognuno, in base alla propria area di influenza, calcolata moltiplicando metà della luce tra i pilastri per un coefficiente di continuità. Per il calcolo è stato considerato l'80% del Q_d , dato dalla media della riduzione del carico variabile per il numero di piani considerato, in questo caso 8.

Per ogni pilastro si è calcolato il valore di N_{Ed} , dato dalla somma di G_d , Q_d e il peso proprio del pilastro, il valore dell'area del calcestruzzo A_c , secondo la formula $A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$, ed i valori di armatura necessaria $A_s = \frac{0,20 N_{Ed}}{f_{yd}}$ e di armatura minima $A_s = 0,6 \% A_c$, ottenendo le dimensioni riportate nella

seguente tabella:

PIANO	PIL. 1	PIL. 2	PIL. 3	PIL. 4 e 5	PIL. 6	PIL. 7	PIL. 8	PIL. 9	PIL. 10
8	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
7	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
6	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
5	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x40
4	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x40	30x40
3	30x30	30x30	30x40	30x30	30x40	30x30	30x30	30x40	30x50
2	30x30	30x30	30x40	30x30	30x40	30x30	30x30	30x50	30x60
1	30x30	30x40	30x50	30x40	30x50	30x30	30x30	30x50	30x70

PIANO	PIL. 11 e 12	PIL. 13	PIL. 14	PIL. 15	PIL. 16	PIL. 17 e 18	PIL. 19	PIL. 20
8	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
7	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
6	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
5	30x40	30x40	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
4	30x50	30x40	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30	30x30
3	30x60	30x50	30x30	30x30	30x40	30x40	30x40	30x30
2	30x70	30x60	30x40	30x30	30x50	30x40	30x50	30x30
1	30x80	30x70	30x40	30x40	30x50	30x50	30x50	30x40

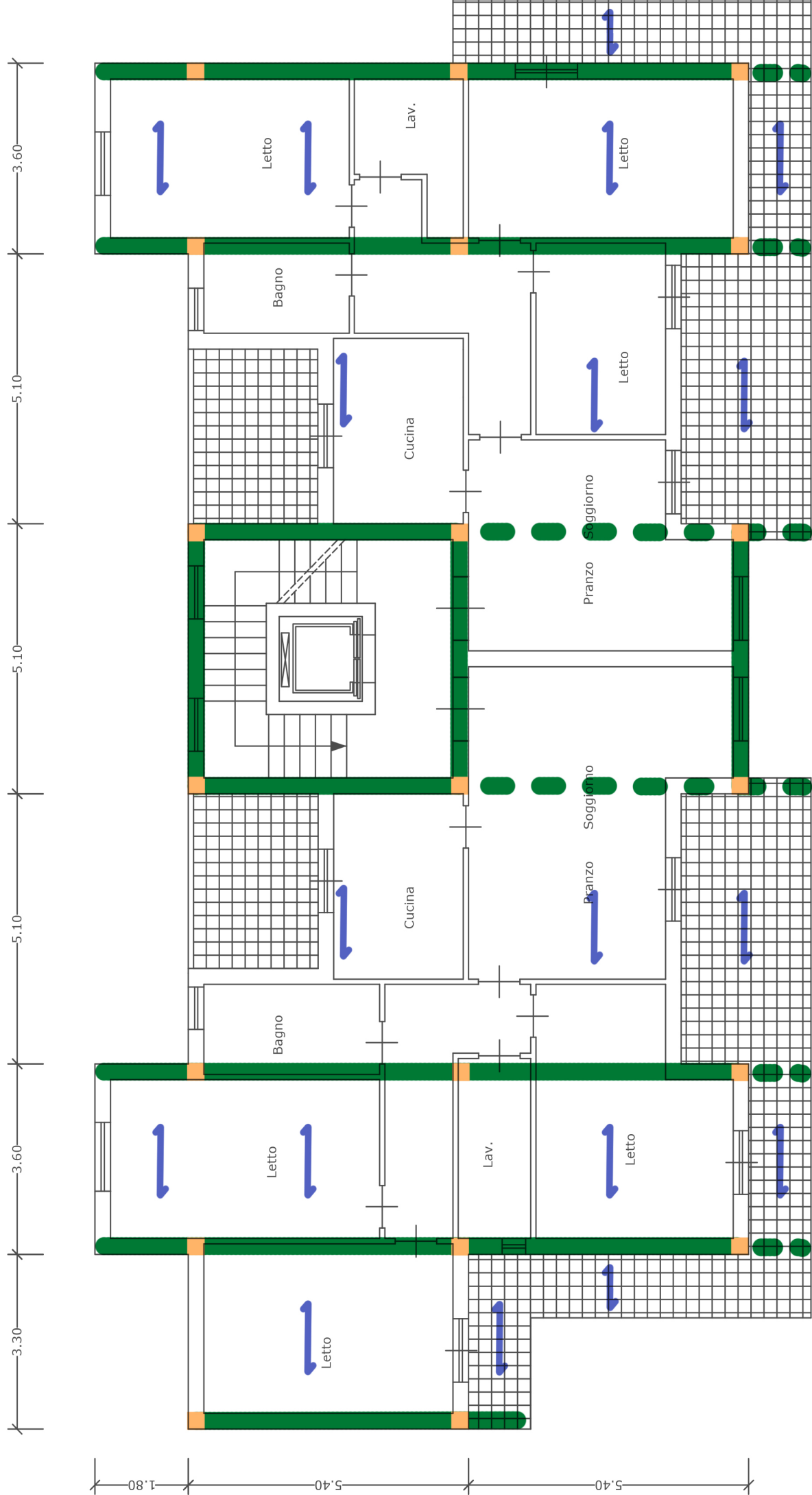
4. Scala

Il dimensionamento della scala è stato fatto attraverso lo studio delle deformazioni in base ai carichi applicati sulle due rampe laterali e su quella centrale a sbalzo.

$$\frac{5}{384} \frac{(Q_k + G_k) L^4}{EI} + \frac{F L^3}{48 EI} \leq \frac{L}{250}$$

Da questa formula si ricava il valore del momento di inerzia che, riportato nel sagomario, restituisce il profilo UPN richiesto, nel caso in questione il profilo trovato è un UPN 140, che nel progetto viene sostituito con un UPN 160 per questioni geometriche.

Per la rampa centrale è stato verificato il profilo scelto attraverso la formula: $\frac{(Q_k + G_k) L^4}{8 EI} \leq \frac{L}{250}$



Pianta piano tipo, scala 1:100

RELAZIONE DI CALCOLO

ANALISI DEI CARICHI UNITARI

-SOLAIO INTERNO:

PESO PROPRIO					
	SPESSORE [m]	LARGHEZZA [m]	LUNGHEZZA [m]	PESO SPEC. [kN/m³]	TOTALE G _{1k} [kN/m²]
SOLETTA	0,04	1	1	25	1
TRAVETTI	0,22	0,24	1	25	1,32
PIGNATTE	7,5			0,085	0,64
				TOTALE	2,96
ALTRI CARICHI PERMANENTI					
MASSETTO	0,06	1	1	10	0,6
PAVIMENTO	0,02	1	1	18	0,36
INTONACO	0,01	1	1	22	0,22
				TOTALE	1,18

Il G_{1k} totale per il solaio interno è di: 4,14 kN/m².

-SOLAIO ESTERNO:

PESO PROPRIO					
	SPESSORE [m]	LARGHEZZA [m]	LUNGHEZZA [m]	PESO SPEC. [kN/m³]	TOTALE G _{1k} [kN/m²]
SOLETTA	0,04	1	1	25	1
TRAVETTI	0,18	0,24	1	25	1,08
PIGNATTE	7,5			0,076	0,57
				TOTALE	2,65
ALTRI CARICHI PERMANENTI					
MASSETTO	0,06	1	1	10	0,6
PAVIMENTO	0,02	1	1	18	0,36
INTONACO	0,01	1	1	22	0,22
				TOTALE	1,18

Il G_{1k} totale per il solaio esterno è di: 3,83 kN/m².

-TRAMEZZI:

	SPESSORE [m]	LARGHEZZA [m]	LUNGHEZZA [m]	PESO SPEC. [kN/m ³]	TOTALE G _{2k} [kN/m]
FORATI	0,08	2,94	1	6	1,41
INTONACO	0,03	2,94	1	18	1,59
				TOTALE	3,00

Il G_{2k} totale per i tramezzi è di 3,00 kN/m.

Secondo il D.M. 14/01/08, il peso proprio degli elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 < 1,00$ kN/m: $g_2 = 0,40$ kN/m²;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 < 2,00$ kN/m: $g_2 = 0,80$ kN/m²;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 < 3,00$ kN/m: $g_2 = 1,20$ kN/m²;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 < 4,00$ kN/m: $g_2 = 1,60$ kN/m²;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 < 5,00$ kN/m: $g_2 = 2,00$ kN/m².

Perciò dalla precedente tabella il carico dei tramezzi g_{2k} è stato preso di 1,2 kN/m².

-TAMPONATURE:

	SPESSORE [m]	LARGHEZZA [m]	LUNGHEZZA [m]	PESO SPEC. [kN/m ³]	TOTALE G_{2k} [kN/m]
FORATI	0,2	2,7	1	6	3,24
INTONACO	0,03	2,7	1	18	1,46
				TOTALE	4,70

Il G_{2k} totale per le tamponature è di 4,70 kN/m. Al contrario di come è stato fatto con i tramezzi, il peso proprio delle tamponature viene considerato come carico lineare.

-TRAVE EMERGENTE:

	BASE [m]	ALTEZZA [m]	PROFONDITÀ [m]	PESO SPEC. [kN/m ³]	TOTALE G_{1k} [kN/m]
P. PROPRIO TRAVE	0,3	0,6	1	25	4,50
	BASE [m]			G_{1k} [kN/m ²]	TOTALE G_{1k} [kN/m]
P. PROPRIO SOLAIO	0,3			2,96	0,89
TOTALE (P.P. TRAVE EMERGENTE - P.P. SOLAIO)					3,61

-TRAVE A SPESSORE:

	BASE [m]	ALTEZZA [m]	PROFONDITÀ [m]	PESO SPEC. [kN/m ³]	TOTALE G_{1k} [kN/m]
P. PROPRIO TRAVE	1	0,26	1	25	6,50
	BASE [m]			G_{1k} [kN/m ²]	TOTALE G_{1k} [kN/m]
P. PROPRIO SOLAIO	1			2,96	2,96
TOTALE (P.P. TRAVE A SPESSORE - P.P. SOLAIO)					3,54

-SCALA:

	SPESSORE [m]	LUNGHEZZA [m]	PESO SPECIFICO [kN/m ³]	G _{1k} [kN/m]
UPN				0,20
GRADINI	0,03	1,20	27	0,97
TOTALE				1,17

- CARICHI VARIABILI:

CARICHI VARIABILI	CATEGORIA A (abitazione)	q _k = 2	kN/m ²
	CATEGORIA C (luoghi suscettibili ad affollamento)	q _k = 4	kN/m ²

RIEPILOGO CARICHI UNITARI

		g _{1k} [kN/m]	g _{2k} [kN/m]	q _k [kN/m]	g _{1d} [kN/m]	g _{2d} [kN/m]	q _d [kN/m]
SOLAIO		4,14	1,20	2,00	5,38	1,80	3,00
BALCONI E TERRAZZINI		3,83	---	4,00	4,98	---	6,00
SCALA	parte in c.a.	4,16	---	4,00	5,41	---	6,00
	parte in acciaio	1,17	---	4,00	1,52	---	6,00
TRAVE EMERGENTE		3,61	---	---	4,69	---	---
TRAVE A SPESSORE		3,54	---	---	4,60	---	---
TRAMEZZI		1,20	---	---	1,56	---	---
TAMPONATURE		4,70	---	---	6,11	---	---

- DIMENSIONAMENTO:

L'edificio analizzato presenta un solaio latero-cementizio gettato in opera con tre travetti al metro, per uno spessore di 26 cm negli ambienti interni e di 22 cm in balconi e terrazzini.

Lo spessore è stato scelto seguendo le indicazioni dell'Eurocodice 2 e del D.M. 14/01/2008, imponendo i seguenti limiti alle deformazioni:

	FORMULA	L max [m]	h [m]	h scelta [m]
CAMPATE INTERNE	$h = L / 25$	5,40	0,22	0,26
CAMPATE PERIMETRALI	$h = L / 22$	5,40	0,25	
TRAVI A SPESSORE	$h = L / 20$	5,10	0,26	
SBALZI INTERNI	$h = L_{sb} / 6$	0	0,00	0,22
SBALZI ESTERNI	$h = L_{sb} / 8$	1,20	0,15	

Il solaio sarà realizzato come in figura:

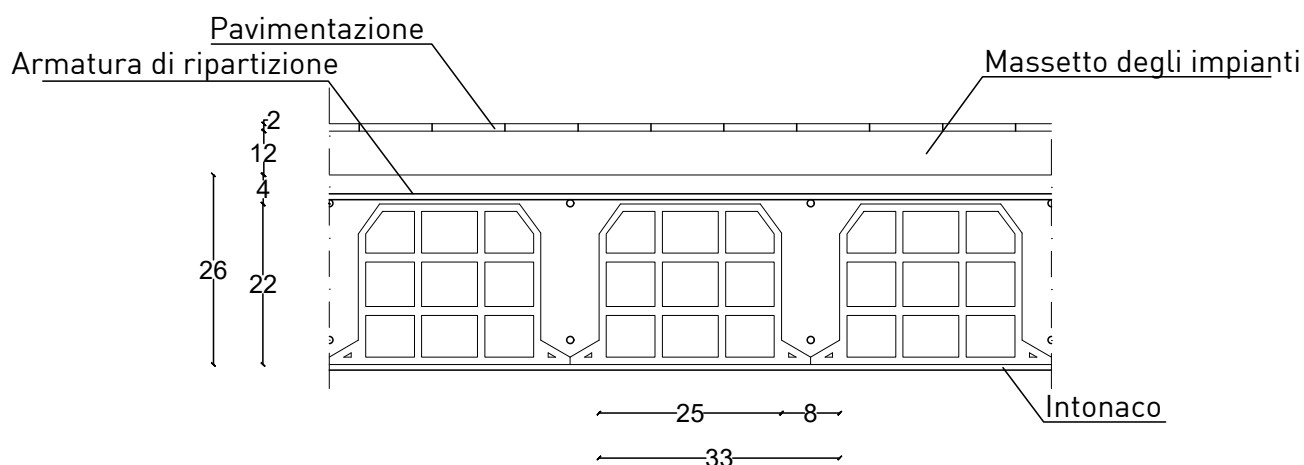


Figura a. Solaio interno

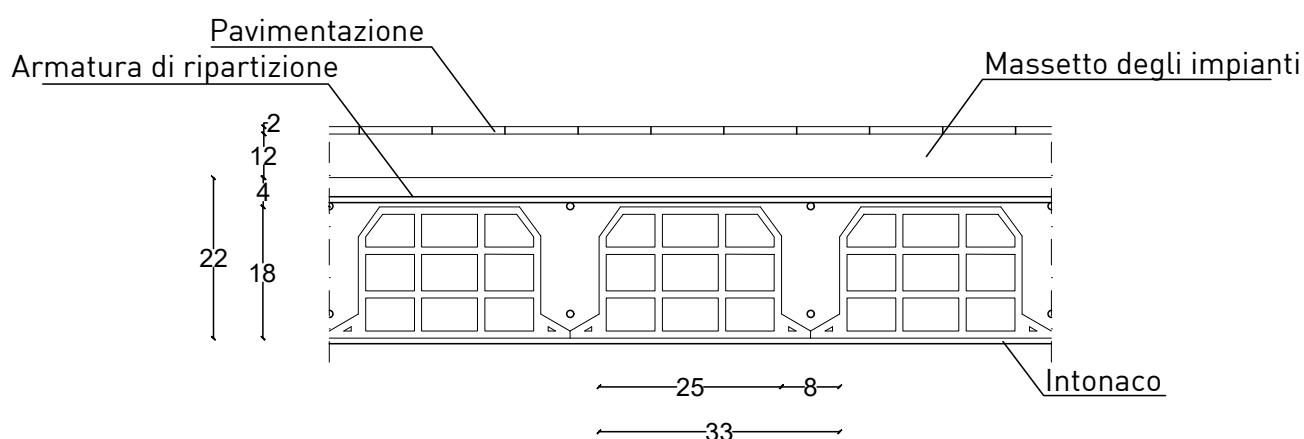


Figura b. Solaio esterno

In base all'analisi, i carichi del solaio sono risultati:

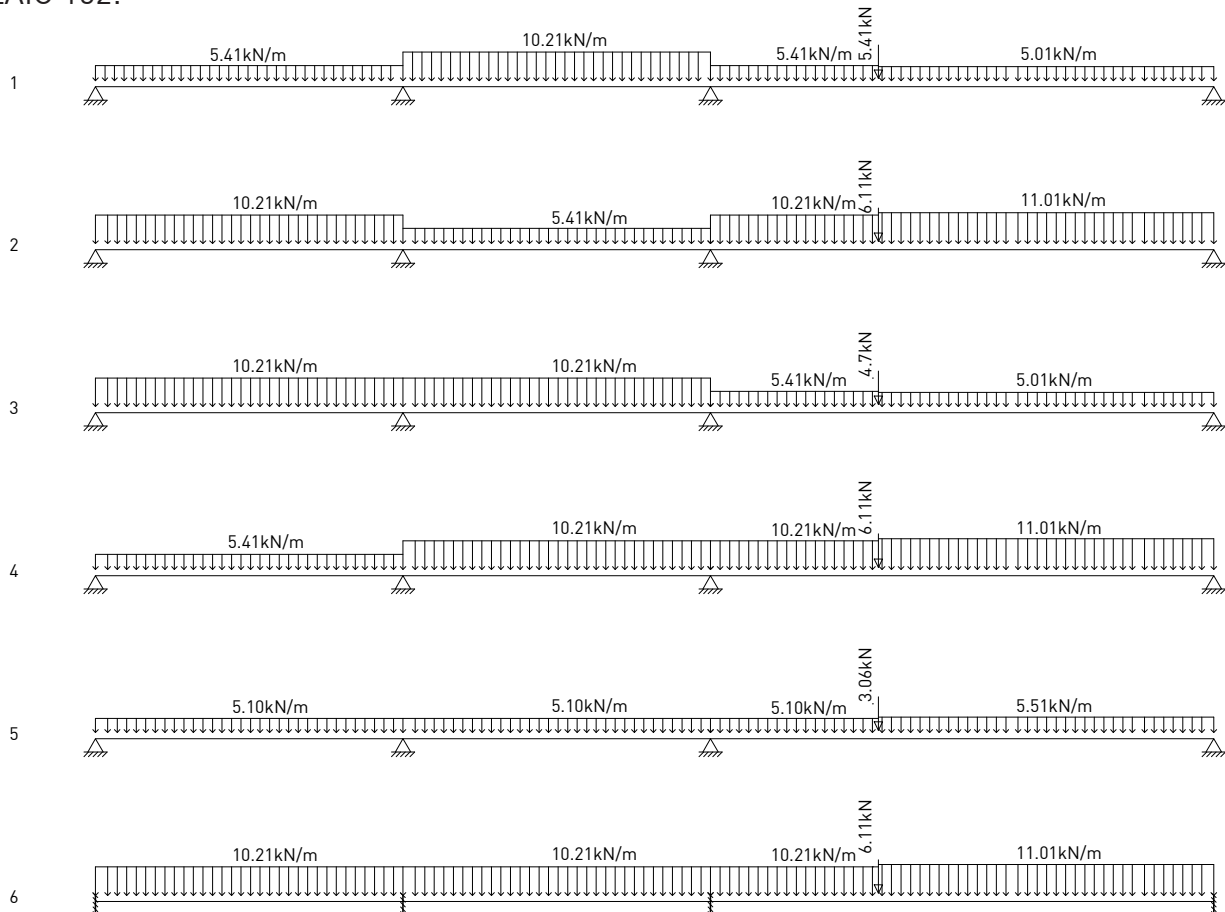
g_{1k} [kN/m]	g_{2k} [kN/m]	q_k [kN/m]	g_{1d} [kN/m]	g_{2d} [kN/m]	q_d [kN/m]
4,14	1,20	2,00	5,38	1,80	3,00

- COMBINAZIONI DI CARICO:

Per valutare il comportamento del solaio è stato utilizzato lo schema geometrico di trave continua su più appoggi. Sono state esaminate tutte le possibili condizioni di calcolo, ottenute sommando al carico permanente del solaio anche il carico variabile, determinando così le caratteristiche di sollecitazione più gravose. A queste combinazioni di calcolo sono stati aggiunti altri due schemi limite: quello di incastro, a causa della presenza di rigidità torsionale nella trave, non trascurabile in prossimità degli estremi dove avviene il collegamento con i pilastri; e quello di appoggio, poiché la rigidità flessionale del solaio è molto minore rispetto a quella della trave.

Sono stati analizzati due solai, il 152 e il 153.

-SOLAIO 152:



La combinazione di carico 1 massimizza il momento nella mezzeria della campata 2-3.

La combinazione di carico 2 massimizza il momento agli appoggi 1 e 4 e nella mezzeria delle campate 1-2 e 3-4.

La combinazione di carico 3 massimizza il momento all'appoggio 2.

La combinazione di carico 4 massimizza il momento all'appoggio 3.

La combinazione di carico 5, cioè il primo schema limite, è quello di appoggio con cerniera con il carico massimo dimezzato. Esso è stato considerato per tenere conto dell'incremento del momento positivo.

La combinazione di carico 6, secondo schema limite, è quello di incastro perfetto agli estremi. Esso permette di tenere conto della rigidità torsionale delle travi.

Il calcolo è stato effettuato utilizzando il software Tel2008, di seguito sono riportati i risultati.

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
------	-------	-------	---------

1	0.00	0.00	110
2	3.30	0.00	110
3	6.60	0.00	110
4	8.40	0.00	000
5	12.00	0.00	110

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m ²	m ⁴	

1	T	1 2	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
2	T	2 3	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
3	T	3 4	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
4	T	4 5	R	0.24	0.22	0.0528	0.000213	1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

SCHEMA DI CARICO N.1

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	0.00	-4.70	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-5.41
2	0.00	-10.21
3	0.00	-5.41
4	0.00	-5.01

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-0.473
2	0.000	0.000	0.214
3	0.000	0.000	-1.032
4	0.000	-3.376	-1.919
5	0.000	0.000	3.092

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-5.21	7.35	-10.51	0.00	0.00
2	-5.21	-21.68	11.86	-21.84	0.00	0.00
3	-21.68	7.85	21.28	11.54	0.00	0.00
4	7.85	0.00	6.84	-11.20	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-7.35	----
2	0.00	-22.36	----
3	0.00	-43.11	----
5	0.00	-11.20	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.2

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	0.00	-6.11	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-10.21
2	0.00	-5.41
3	0.00	-10.21
4	0.00	-11.01

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-1.312
2	0.000	0.000	1.244
3	0.000	0.000	-3.014
4	0.000	-7.779	-4.154
5	0.000	0.000	6.914

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-1.38	16.43	-17.26	0.00	0.00
2	-1.38	-37.01	-1.87	-19.72	0.00	0.00
3	-37.01	17.47	39.45	21.08	0.00	0.00
4	17.47	0.00	14.97	-24.67	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-16.43	----
2	0.00	-15.39	----
3	0.00	-59.18	----
5	0.00	-24.67	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.3

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	0.00	-4.70	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-10.21
2	0.00	-10.21
3	0.00	-5.41
4	0.00	-5.01

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-0.952
2	0.000	0.000	0.524
3	0.000	0.000	-1.144
4	0.000	-3.502	-1.952
5	0.000	0.000	3.161

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-8.62	14.23	-19.46	0.00	0.00
2	-8.62	-21.10	13.06	-20.63	0.00	0.00
3	-21.10	8.24	21.17	11.43	0.00	0.00
4	8.24	0.00	6.73	-11.31	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-14.23	----
2	0.00	-32.52	----
3	0.00	-41.80	----
5	0.00	-11.31	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.4

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	0.00	-6.11	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-5.41
2	0.00	-10.21
3	0.00	-10.21
4	0.00	-11.01

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-0.692
2	0.000	0.000	0.652
3	0.000	0.000	-2.565
4	0.000	-7.273	-4.019
5	0.000	0.000	6.635

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-0.80	8.68	-9.17	0.00	0.00
2	-0.80	-39.32	5.17	-28.52	0.00	0.00
3	-39.32	15.93	39.88	21.50	0.00	0.00
4	15.93	0.00	15.39	-24.24	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-8.68	----
2	0.00	-14.34	----
3	0.00	-68.40	----
5	0.00	-24.24	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.5

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	111
2	3.30	0.00	111
3	6.60	0.00	111
4	8.40	0.00	000
5	12.00	0.00	111

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m2	m4	
1	P	1 2	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
2	P	2 3	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
3	C1	3 4	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
4	C2	4 5	R	0.24	0.22	0.0528	0.000213	1

Materiale	Modulo E [N/mm2]	Modulo G [N/mm2]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	0.00	-3.06	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-5.10
2	0.00	-5.10
3	0.00	-5.10
4	0.00	-5.51

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	-7.947	-3.161
5	0.000	0.000	0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	0.00	8.41	-8.41	0.00	0.00
2	0.00	0.00	8.41	-8.41	0.00	0.00
3	0.00	21.08	16.30	7.12	0.00	0.00
4	21.08	0.00	4.06	-15.77	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-8.41	0.00
2	0.00	-16.83	0.00
3	0.00	-24.72	0.00
5	0.00	-15.77	0.00

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.6

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	111
2	3.30	0.00	111
3	6.60	0.00	111
4	8.40	0.00	000
5	12.00	0.00	111

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m2	m4	
1	T	1 2	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
2	T	2 3	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
3	T	3 4	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
4	T	4 5	R	0.24	0.22	0.0528	0.000213	1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
4	0.00	-6.11	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-10.21
2	0.00	-10.21
3	0.00	-10.21
4	0.00	-11.01

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	-2.660	-1.729
5	0.000	0.000	0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	-9.27	-9.27	16.85	-16.85	0.00	0.00
2	-9.27	-9.27	16.85	-16.85	0.00	0.00
3	-36.03	9.25	34.35	15.97	0.00	0.00
4	9.25	-26.59	9.86	-29.78	0.00	0.00

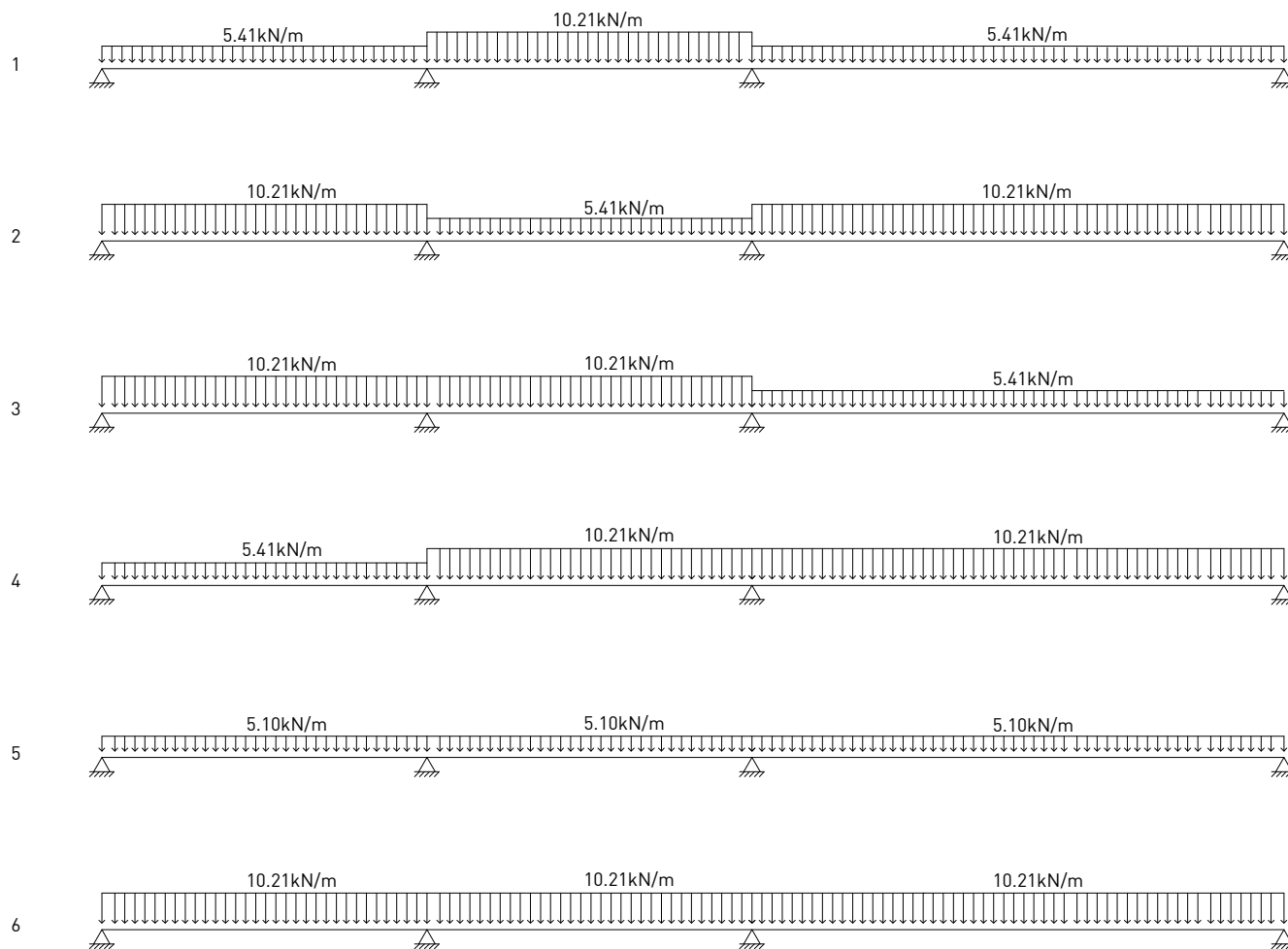
AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-16.85	-9.27
2	0.00	-33.69	0.00
3	0.00	-51.19	-26.77
5	0.00	-29.78	26.59

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

-SOLAIO 153:



COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	110
2	3.30	0.00	110
3	6.60	0.00	110
4	12.00	0.00	110

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m ²	m ⁴	
1	T	1 2	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
2	T	2 3	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
3	T	3 4	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson
1	31500	14318	0.10

SCHEMA DI CARICO N.1

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-5.41
2	0.00	-10.21
3	0.00	-5.41

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-0.406
2	0.000	0.000	0.079
3	0.000	0.000	-0.561
4	0.000	0.000	1.883

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-6.56	6.94	-10.92	0.00	0.00
2	-6.56	-16.27	13.91	-19.79	0.00	0.00
3	-16.27	0.00	17.62	-11.59	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-6.94	----
2	0.00	-24.82	----
3	0.00	-37.41	----
4	0.00	-11.59	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.2

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-10.21
2	0.00	-5.41
3	0.00	-10.21

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-1.164
2	0.000	0.000	0.947
3	0.000	0.000	-1.975
4	0.000	0.000	4.012

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-4.37	15.52	-18.17	0.00	0.00
2	-4.37	-25.06	2.65	-15.20	0.00	0.00
3	-25.06	0.00	32.21	-22.93	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-15.52	----
2	0.00	-20.82	----
3	0.00	-47.41	----
4	0.00	-22.93	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.3

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-10.21
2	0.00	-10.21
3	0.00	-5.41

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-0.884
2	0.000	0.000	0.388
3	0.000	0.000	-0.667
4	0.000	0.000	1.936

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-9.99	13.82	-19.88	0.00	0.00
2	-9.99	-15.62	15.14	-18.55	0.00	0.00
3	-15.62	0.00	17.50	-11.72	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-13.82	----
2	0.00	-35.02	----
3	0.00	-36.05	----
4	0.00	-11.72	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.4

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-5.41
2	0.00	-10.21
3	0.00	-10.21

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-0.547
2	0.000	0.000	0.363
3	0.000	0.000	-1.552
4	0.000	0.000	3.801

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-3.71	7.80	-10.05	0.00	0.00
2	-3.71	-27.67	9.59	-24.10	0.00	0.00
3	-27.67	0.00	32.69	-22.44	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-7.80	----
2	0.00	-19.64	----
3	0.00	-56.80	----
4	0.00	-22.44	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.5

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	111
2	3.30	0.00	111
3	6.60	0.00	111
4	12.00	0.00	111

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m ²	m ⁴	
1	P	1 2	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
2	P	2 3	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
3	P	3 4	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-5.10
2	0.00	-5.10
3	0.00	-5.10

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	0.00	8.41	-8.41	0.00	0.00
2	0.00	0.00	8.41	-8.41	0.00	0.00
3	0.00	0.00	13.77	-13.77	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-8.41	0.00
2	0.00	-16.83	0.00
3	0.00	-22.18	0.00
4	0.00	-13.77	0.00

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.6

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	111
2	3.30	0.00	111
3	6.60	0.00	111
4	12.00	0.00	111

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m ²	m ⁴	
1	T	1 2	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
2	T	2 3	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1
3	T	3 4	R	0.24	0.26	0.0624	0.000352	1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-10.21
2	0.00	-10.21
3	0.00	-10.21

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	-9.27	-9.27	16.85	-16.85	0.00	0.00
2	-9.27	-9.27	16.85	-16.85	0.00	0.00
3	-24.81	-24.81	27.57	-27.57	0.00	0.00

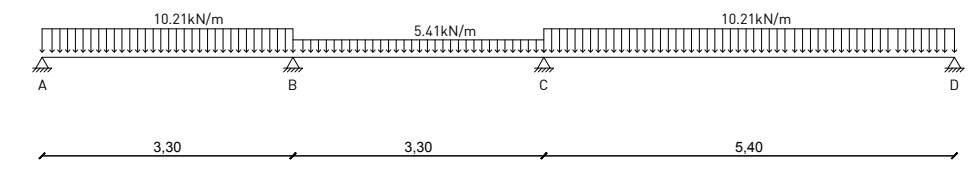
AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-16.85	-9.27
2	0.00	-33.69	0.00
3	0.00	-44.41	-15.54
4	0.00	-27.57	24.81

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

Il secondo schema di calcolo è stato risolto anche con il Metodo di Cross, di seguito è riportato lo svolgimento:



M_A	0,00	KN m
M_{BSx}	13,88	KN m
M_{BDx}	7,35	KN m
M_{CSx}	7,35	KN m
M_{CDx}	37,18	KN m
M_{DSx}	0,00	KN m

	1	2	3	
m_1	0,00	4,90	37,18	
m_2	-13,88	-4,90	0,00	
ρ_1	0,00	1,21	0,56	x EI
ρ_2	0,91	1,21	0,00	x EI
ρ_{12}	0,00	0,61	0,00	x EI

FORMULA

$$\rho_{12}^{i-1} \times \phi_{i-1} + (\rho_2^{i-1} + \rho_1^i) \times \phi_i + \rho_{12}^i \times \phi_{i+1} = -m_1^i - m_2^{i-1}$$

NODO 2 (i=2; i-1=1)

$$ASTA 1 \quad \rho_2^{i-1} / \rho_2^{i-1} + \rho_1^i \quad 0,43$$

$$ASTA 2 \quad \rho_2^i / \rho_2^{i-1} + \rho_1^i \quad 0,57$$

NODO 3 (i=3; i-1=2)

$$ASTA 2 \quad \rho_2^{i-1} / \rho_2^{i-1} + \rho_1^i \quad 0,69$$

$$ASTA 3 \quad \rho_2^i / \rho_2^{i-1} + \rho_1^i \quad 0,31$$

SQUILIBRIO

Δm	8,98 KN m 3,85 KN m 5,13 KN m	-13,88 4,90 3,85 5,13	-4,90 37,18 2,57
Δm	-34,85 KN m -23,89 KN m -10,95 KN m	-10,03 10,03 -11,95	-2,33 37,18 -23,89 -10,95
Δm	11,95 KN m 5,12 KN m 6,83 KN m	-10,03 -1,91 5,12 6,83	-26,23 26,23 3,41
Δm	-3,41 KN m -2,34 KN m -1,07 KN m	-4,91 4,91 -1,17	-22,81 26,23 -2,34 -1,07
Δm	1,17 KN m 0,50 KN m 0,67 KN m	-4,91 3,74 0,50 0,67	-25,15 25,15 0,33
Δm	-0,33 KN m -0,23 KN m -0,11 KN m	-4,41 4,41 -0,11	-24,82 25,15 -0,23 -0,11
Δm	0,11 KN m 0,05 KN m 0,07 KN m	-4,41 4,30 0,05 0,07	-25,05 25,05 0,03
		-4,36 4,36	-25,02 25,05

-CALCOLO DELLE ARMATURE:

Per disporre le armature si è calcolata l'area necessaria a coprire l'involuppo del diagramma del momento flettente, attraverso la formula $A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 d f_{yd}}$.

Di seguito sono riportate le quantità di armatura necessaria e disposta all'interno dei travetti.

SOLAIO 152:

	MOMENTO [kNm]	ALTEZZA UTILE [cm]	AREA NECESSARIA PER METRO [cm ²]	AREA NECESSARIA PER TRAVETTO [cm ²]	BARRE DISPOSTE PER TRAVETTO	AREA DISPOSTA PER TRAVETTO [cm ²]
M_1	13,21	23	1,63	0,54	1Ø10	0,79
M_2	6,94	23	0,86	0,29	1Ø10	0,79
M_3	27,64	19	4,13	1,38	1Ø14	1,54
M_A	9,27	23	1,14	0,38	1Ø10	0,79
M_B	9,27	23	1,14	0,38	1Ø10	0,79
M_C	39,32	23	4,85	1,62	2Ø10	1,58
M_D	26,59	19	3,97	1,32	2Ø10	1,58

SOLAIO 153:

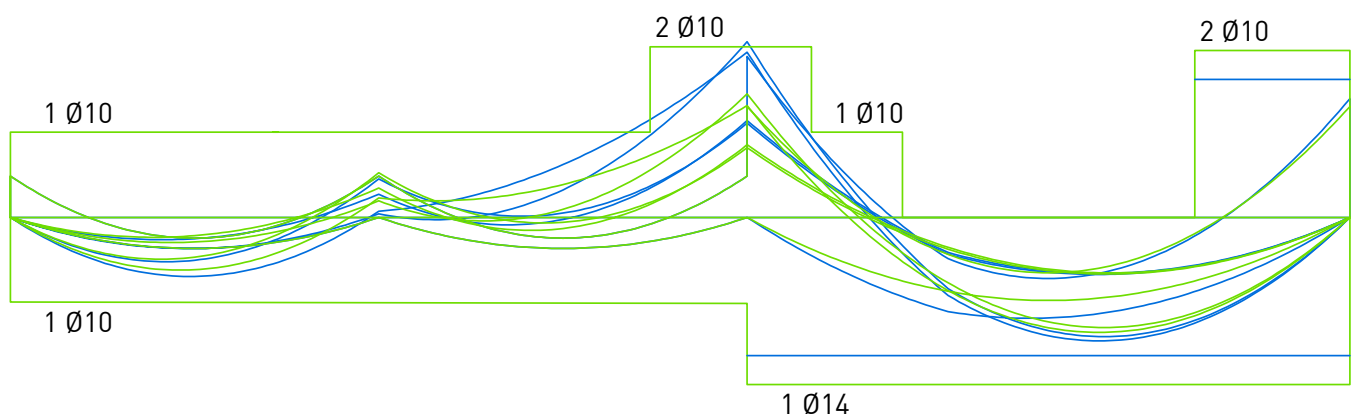
	MOMENTO [kNm]	ALTEZZA UTILE [cm]	AREA NECESSARIA PER METRO [cm ²]	AREA NECESSARIA PER TRAVETTO [cm ²]	BARRE DISPOSTE PER TRAVETTO	AREA DISPOSTA PER TRAVETTO [cm ²]
M ₁	12,02	23	1,48	0,49	1Ø10	0,79
M ₂	4,60	23	0,57	0,19	1Ø10	0,79
M ₃	29,64	23	3,66	1,22	1Ø14	1,54
M _A	9,27	23	1,14	0,38	1Ø10	0,79
M _B	9,99	23	1,23	0,41	1Ø10	0,79
M _C	27,67	23	3,42	1,14	2Ø10	1,58
M _D	24,81	23	3,06	1,02	2Ø10	1,58

Il momento resistente varia in base all'altezza utile del solaio, viene calcolato attraverso la formula inversa della precedente: $M_{Rd} = 0,9 d f_{yd} A_s$

Il momento resistente del calcestruzzo viene calcolato attraverso la formula: $M_{Rd} = \frac{b d}{r'^2}$

	AREA BARRA [cm ²]	ALTEZZA UTILE [cm]	M _{Rd} A TRAVETTO [kNm]	M _{Rd} AL METRO [kNm]	M _{Rd,cls} [kNm]
Ø10	0,79	23	6,36	19,08	39,19
Ø14	1,54	23	12,47	37,42	
Ø10	0,79	19	5,25	15,76	26,74
Ø14	1,54	19	10,30	30,91	

Si riportano i diagrammi dei due solai sovrapposti, in blu il solaio 152 e in verde il solaio 153:



Le aree di armatura sono coerenti in entrambi i casi, per questo nella tavola del solaio è stato riportato lo studio di un unico diagramma per i due casi.

Nella tavola sono inoltre riportate la distinta delle armature, la vista in carpenteria e le sezioni in corrispondenza del solaio 152, del solaio 153 e del travetto.

- VERIFICA A TAGLIO:

La verifica a taglio è necessaria per ottenere informazioni sulla resistenza del cemento armato in corrispondenza delle aree adiacenti i nodi, dove il solaio non è alleggerito e presenta una sezione ridotta rispetto alla sezione della trave adiacente.

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0,18 k \sqrt[3]{100 \rho_c f_{cm} + 0,15 \sigma_{cp}} \right] b_w d; \left[0,035 \sqrt{k^3 f_{ck} + 0,15 \sigma_{cp}} \right] b_w d \right\}$$

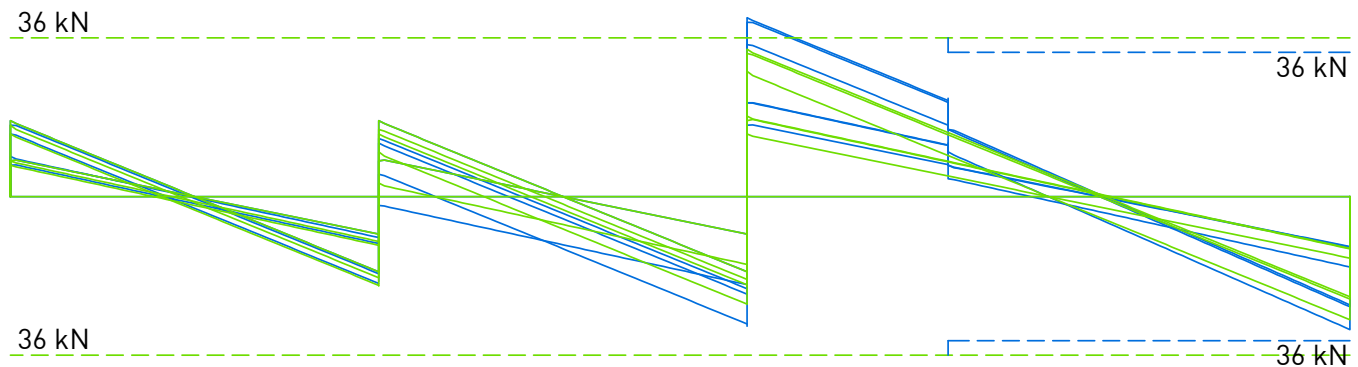
con $\rho_c = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02$ e $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$

Svolgendo per i due solai, avremo:

$$V_{Rd,c} = \max \{32 \text{ kN}; 23 \text{ kN}\} \rightarrow V_{Rd,c} = 32 \text{ kN} \quad (\text{Solaio 152})$$

$$V_{Rd,c} = \max \{36 \text{ kN}; 26 \text{ kN}\} \rightarrow V_{Rd,c} = 36 \text{ kN} \quad (\text{Solaio 153})$$

Di seguito sono riportati i diagrammi del taglio in blu per il solaio 152 e in verde per il solaio 153:



Per quanto riguarda il solaio 152 il taglio resistente supera il taglio massimo, perciò la verifica è soddisfatta.

Il solaio 153, invece, in corrispondenza del terzo appoggio, presenta un taglio sollecitante maggiore rispetto al taglio resistente del calcestruzzo, per questo motivo nella terza campata si elimina a file alterne la prima pignatta, permettendo di avere una maggiore sezione di calcestruzzo resistente a taglio.

La trave 104 è composta da un tratto emergente e due a spessore, le dimensioni delle sezioni sono state calcolate come segue.

- DIMENSIONAMENTO:

Riepilogo analisi dei carichi:

	g_{1k} [kN/m]	g_{2k} [kN/m]	q_k [kN/m]	g_{1d} [kN/m]	g_{2d} [kN/m]	q_d [kN/m]
TRAVE EMERGENTE	3,61	---	---	4,69	---	---
TRAVE A SPESSORE	3,54	---	---	4,60	---	---

TRAVE EMERGENTE:

Carichi sulla trave:

	$L_{portata}$ [m]	G_{1d} [kN/m ²]	$G_{2d} + Q_d$ [kN/m ²]	$G_{1d} + G_{2d} + Q_d$ [kN/m ²]
Solaio	4,71	25,47	22,61	48,08
Trave emergente	1,00	4,69		4,69
TOTALE				52,77

	$L_{portata}$ [m]	G_d [kN]
Tamponature	2,55	15,58
MASSIMIZZATA		20,25

Il valore del momento sarà dato dal carico distribuito e dalla forza data dalla tamponatura, come nella seguente formula:

$$M_{Ed} = \frac{q l^2}{10} + \frac{F L}{4} = 221,89 \text{ kNm}$$

L'altezza della sezione si ricava aggiungendo all'altezza utile d , la dimensione del copriferro. L'altezza utile è data da:

$$d = r' \sqrt{M/b} = 0,49 \text{ m} \rightarrow h = d + c = 0,54 \text{ m} \rightarrow \text{Scegliamo l'altezza } h = 0,60 \text{ m}$$

TRAVE A SPESSORE:

Carichi sulla trave:

	$L_{portata}$ [m]	G_{1d} [kN/m ²]	$G_{2d} + Q_d$ [kN/m ²]	$G_{1d} + G_{2d} + Q_d$ [kN/m ²]
Solaio	3,45	18,66	16,56	35,22
Trave a spessore	1,00	4,60		4,60
TOTALE				39,82

	$L_{portata}$ [m]	G_d [kN]
Tamponature	2,70	16,50
MASSIMIZZATA		21,45

Anche in questo caso si usa la stessa formula:

$$M_{Ed} = \frac{q}{10} l^2 + \frac{F L}{4} = 193,36 \text{ kNm}$$

In questo caso bisogna dimensionare la base. Invertendo la formula si ottiene:

$$b = r'^2 \frac{M}{d^2} = 0,93 \text{ m} \rightarrow \text{Scegliamo la base } b = 1,00 \text{ m}$$

Quest'ultimo sarà il valore della base in corrispondenza degli appoggi, mentre in campata la base si può ridurre, calcolando la dimensione come segue:

$$M_{Ed} = \frac{q}{12} l^2 + \frac{F L}{8} = 151,48 \text{ kNm} \rightarrow b = r'^2 \frac{M}{d^2} = 0,73 \text{ m}$$

- COMBINAZIONI DI CARICO:

Dall'analisi dei carichi, i carichi sulla trave sono i seguenti:

CAMPATA 1

Carichi:

	Sviluppo [m]	g_{1d} [kN/m]	q_d [kN/m]	$g_d + q_d$ [kN/m]
TRAVE A SPESSORE	1,00	4,60		
BALCONE	2,70	13,51	16,20	29,71

CAMPATA 2

Carichi:

	Sviluppo [m]	g_{1d} [kN/m]	q_d [kN/m]	$g_d + q_d$ [kN/m]
SOLAIO	3,45	18,66	16,56	35,22
TRAVE A SPESSORE	1,00	4,60		
TAMPONATURE	1,00	6,11		
BALCONE	2,70	13,51	16,20	29,71

Forze concentrate:

	Sviluppo [m]	F [kN]
Tamponature	2,70	16,50
MASSIMIZZATA		21,45

CAMPATA 3

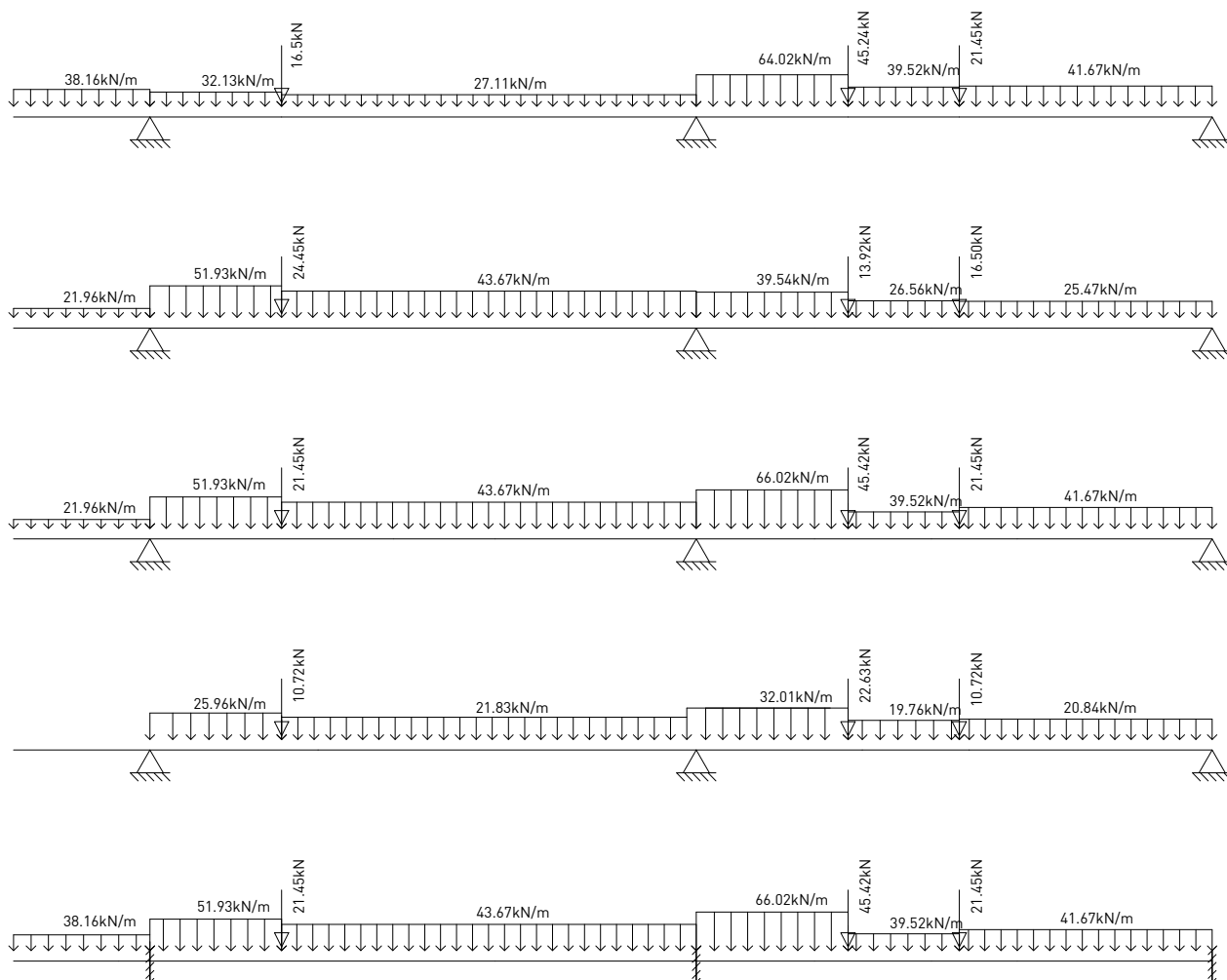
Carichi:

	Sviluppo [m]	g_{1d} [kN/m]	q_d [kN/m]	$g_d + q_d$ [kN/m]
SOLAIO	2,70	14,60	12,96	27,56
TRAVE EMERGENTE	1,00	4,69		
TAMPONATURE	1,00	6,11		
BALCONE	2,70	13,51	16,20	29,71

Forze concentrate:

	Sviluppo [m]	F [kN]
Tamponature	2,70	16,50
MASSIMIZZATA		21,45
Scala	2,40	13,92
MASSIMIZZATA		45,24

Anche per valutare il comportamento della trave è stato utilizzato lo schema geometrico di trave continua su più appoggi, esaminando tutte le possibili condizioni di calcolo e i due schemi limite di incastro e di appoggio.



La combinazione di carico 1 massimizza il momento al primo e al terzo appoggio, nello sbalzo e nella campata 2-3.

La combinazione di carico 2 massimizza il momento nella campata 1-2.

La combinazione di carico 3 massimizza il momento all'appoggio 2.

La combinazione di carico 4, cioè il primo schema limite, è quello di appoggio con cerniera con il carico massimo dimezzato. Esso è stato considerato per tenere conto dell'incremento del momento positivo.

La combinazione di carico 5, secondo schema limite, è quello di incastro perfetto agli estremi. Esso permette di tenere conto della rigidezza torsionale delle travi.

Il calcolo è stato effettuato utilizzando il software Tel2008, di seguito sono riportati i risultati.

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	110
2	2.50	0.00	000
3	3.60	0.00	000
4	5.10	0.00	110
5	9.20	0.00	000
6	10.50	0.00	110
7	11.85	0.00	000

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

		b		h	area	inerzia	materiale	
asta	tipo	estremi	forma	m	m	m ²	m ⁴	
1	T	1 2	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
2	T	2 3	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
3	T	3 4	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
4	T	4 5	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1
5	T	5 6	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1
6	T	6 7	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

SCHEMA DI CARICO N.1

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
2	0.00	-16.50	0.00
3	0.00	-13.92	0.00
5	0.00	-21.45	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-25.47
2	0.00	-26.56
3	0.00	-39.54
4	0.00	-43.67
5	0.00	-51.93
6	0.00	-21.96

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-0.382
2	0.000	-0.430	0.151
3	0.000	-0.150	0.307
4	0.000	0.000	-0.334
5	0.000	-3.854	2.112
6	0.000	0.000	3.301
7	0.000	4.259	3.106

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	45.98	50.23	-13.45	0.00	0.00
2	45.98	-3.03	-29.95	-59.16	0.00	0.00
3	-3.03	-157.13	-73.08	-132.39	0.00	0.00
4	-157.13	89.83	149.76	-29.29	0.00	0.00
5	89.83	-20.01	-50.74	-118.25	0.00	0.00
6	-20.01	0.00	29.65	0.00	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-50.23	----
4	0.00	-282.15	----
6	0.00	-147.89	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.2

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
2	0.00	-21.45	0.00
3	0.00	-45.24	0.00
5	0.00	-16.50	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-41.67
2	0.00	-39.52
3	0.00	-64.02
4	0.00	-27.11
5	0.00	-32.13
6	0.00	-38.16

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-1.381
2	0.000	-2.147	0.027
3	0.000	-1.623	0.883
4	0.000	0.000	0.948

5	0.000	-1.268	0.727
6	0.000	0.000	0.886
7	0.000	0.853	0.547

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	148.19	111.36	7.19	0.00	0.00
2	148.19	108.60	-14.26	-57.73	0.00	0.00
3	108.60	-117.89	-102.97	-199.00	0.00	0.00
4	-117.89	36.97	93.35	-17.80	0.00	0.00
5	36.97	-34.77	-34.30	-76.07	0.00	0.00
6	-34.77	0.00	51.52	0.00	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-111.36	----
4	0.00	-292.35	----
6	0.00	-127.59	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.3

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
2	0.00	-21.45	0.00
3	0.00	-45.24	0.00
5	0.00	-21.45	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-41.67
2	0.00	-39.52
3	0.00	-64.02
4	0.00	-43.67
5	0.00	-51.93
6	0.00	-21.96

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-1.094
2	0.000	-1.602	0.107
3	0.000	-1.105	0.741
4	0.000	0.000	0.374
5	0.000	-3.420	1.819
6	0.000	0.000	2.947
7	0.000	3.781	2.752

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	120.06	100.11	-4.07	0.00	0.00
2	120.06	68.08	-25.52	-68.99	0.00	0.00
3	68.08	-175.29	-114.23	-210.26	0.00	0.00
4	-175.29	85.46	153.12	-25.93	0.00	0.00
5	85.46	-20.01	-47.38	-114.89	0.00	0.00
6	-20.01	0.00	29.65	0.00	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-100.11	----
4	0.00	-363.38	----
6	0.00	-144.53	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.4

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	111
2	2.50	0.00	000
3	3.60	0.00	000
4	5.10	0.00	111
5	9.20	0.00	000
6	10.50	0.00	111

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

					b	h	area	inerzia	materiale	
asta	tipo	estremi			forma	m	m	m2	m4	
1	C1	1	2	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1	
2	T	2	3	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1	
3	C2	3	4	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1	
4	C1	4	5	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1	
5	C2	5	6	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1	

Materiale	Modulo E [N/mm2]	Modulo G [N/mm2]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
2	0.00	-10.72	0.00
3	0.00	-22.62	0.00
5	0.00	-10.72	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-20.84
2	0.00	-19.76

3	0.00	-32.01
4	0.00	-21.83
5	0.00	-25.96

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	-1.633	-0.069
3	0.000	-1.343	0.587
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	-4.142	2.464
6	0.000	0.000	0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	102.99	67.25	15.15	0.00	0.00
2	102.99	95.91	4.43	-17.31	0.00	0.00
3	95.91	0.00	-39.93	-87.94	0.00	0.00
4	0.00	71.41	62.17	-27.33	0.00	0.00
5	71.41	0.00	-38.05	-71.80	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-67.25	0.00
4	0.00	-150.11	0.00
6	0.00	-71.80	0.00

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

SCHEMA DI CARICO N.5

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	111
2	2.50	0.00	000
3	3.60	0.00	000
4	5.10	0.00	111
5	9.20	0.00	000
6	10.50	0.00	111
7	11.85	0.00	000

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m2	m4	
1	T	1 2	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
2	T	2 3	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
3	T	3 4	R	0.30	0.60	0.1800	0.005400	1
4	T	4 5	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1
5	T	5 6	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1
6	T	6 7	R	1.00	0.26	0.2600	0.001465	1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ni
1	31500	14318	0.10

CARICHI NODALI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
2	0.00	-21.45	0.00
3	0.00	-45.24	0.00
5	0.00	-21.45	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
1	0.00	-41.67
2	0.00	-39.52
3	0.00	-64.02
4	0.00	-43.67
5	0.00	-51.93
6	0.00	-38.16

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	0.000
2	0.000	-0.657	-0.059
3	0.000	-0.484	0.350
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	-1.300	1.313
6	0.000	0.000	0.000
7	0.000	-0.343	-0.339

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	-121.03	69.66	128.37	24.19	0.00	0.00
2	69.66	48.77	2.74	-40.73	0.00	0.00
3	48.77	-152.21	-85.97	-182.00	0.00	0.00
4	-112.13	19.33	121.59	-57.46	0.00	0.00
5	19.33	-127.13	-78.91	-146.42	0.00	0.00
6	-34.77	0.00	51.52	0.00	0.00	0.00

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	-128.37	-121.03
4	0.00	-303.59	40.07
6	0.00	-197.93	92.36

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

- CALCOLO DELLE ARMATURE A FLESSIONE:

Per disporre le armature si è calcolata l'area necessaria a coprire l'involuppo del diagramma del momento flettente, attraverso la formula $A_s = \frac{M_{Ed}}{0,9 d f_{yd}}$.

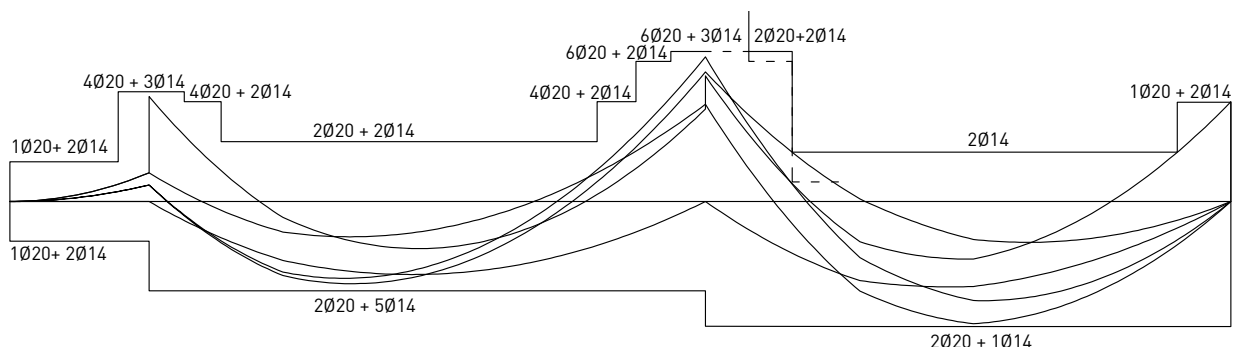
	MOMENTO [kNm]	ALTEZZA UTILE [cm]	AREA NECESSARIA [cm ²]	BARRE DISPOSTE	AREA DISPOSTA [cm ²]
M ₁	0,00	22	0,00	1Ø20 + 2Ø14	6,22
M ₂	99,64	22	12,86	2Ø20 + 5Ø14	13,98
M ₃	148,2	55	7,65	2Ø20 + 1Ø14	7,82
M _A	0,00	22	0,00	1Ø20 + 2Ø14	6,22
M _B	127,10	22	16,41	4Ø20 + 3Ø14	17,18
M _C	175,29	22	22,62	6Ø20 + 3Ø14	23,46
		55	9,05	2Ø20 + 2Ø14	9,36
M _D	121,03	55	6,25	1Ø20 + 2Ø14	6,22

Il momento resistente è diverso per le travi emergenti e le travi a spessore e viene calcolato attraverso la formula inversa della precedente: $M_{Rd} = 0,9 d f_{yd} A_s$

Il momento resistente del calcestruzzo viene calcolato attraverso la formula: $M_{Rd} = \frac{b d}{r'^2}$

	AREA BARRA [cm ²]	ALTEZZA UTILE [cm]	M _{Rd} [kNm]	M _{Rd,cls} [kNm]
Ø14	1,54	55	29,80	280,10
Ø20	3,14	55	60,80	
Ø14	1,54	22	11,90	149,40
Ø20	3,14	22	24,30	

Si riporta il diagramma dei momenti della trave per le varie combinazioni di calcolo:



- VERIFICA A TAGLIO:

Per effettuare la verifica a taglio, bisogna calcolare il taglio resistente del calcestruzzo:

$$V_{Rd,max} = b_w z v \propto f_{cd} \frac{\cotg\theta}{1+\cotg^2\theta}$$

Svolgendo per trave emergente e trave a spessore, avremo:

$$V_{Rd,emergente} = 362,54 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,spessore} = 357,71 \text{ kN}$$

Confrontando con il diagramma del taglio della trave si nota che il taglio resistente è molto maggiore rispetto al taglio sollecitante, perciò la verifica è soddisfatta.

- ARMATURE A TAGLIO:

Staffe:

$$s < 33 \text{ cm}$$

$$s < 0,8 d$$

$$\frac{A_{st}}{s} < 1,5 b$$

Considerando barre di diametro Ø8:

TRAVE EMERGENTE			TRAVE A SPESSORE		
A_{st}	100,48	mm ²	A_{st}	200,96	mm ²
s	0,2	m	s	0,18	m
quindi	0,2	m	quindi	0,15	m
Ø8/20 cm (2 bracci)			Ø8/15 cm (4 bracci)		

Il taglio resistente, considerando la presenza delle staffe, si calcola con la formula:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{st}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

$$V_{Rd,s} = 243,28 \text{ kN per trave emergente}$$

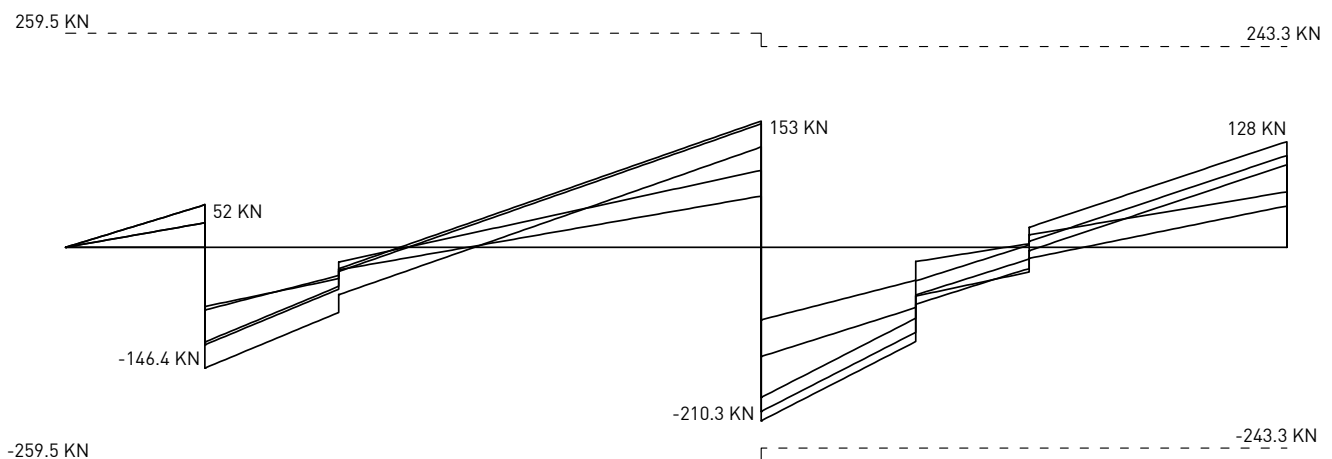
$$V_{Rd,s} = 259,50 \text{ kN per trave a spessore}$$

- ARMATURA DI PARETE:

$$A_p = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}} = 5,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 2+2\text{Ø}14 \text{ (Area disposta} = 6,16 \text{ cm}^2)$$

Avendo fatto l'apposito calcolo dell'armatura di parete, nel diagramma dei momenti non viene considerato lo sfasamento per la trave emergente, per i due tratti di trave a spessore, invece, lo sfasamento è stato considerato 1,25 d, poiché è stato scelto un valore di $\cot \theta$ pari a 2,5.

Di seguito è riportato il diagramma del taglio:



Il pilastro analizzato è il numero 11, di sezione massima 30x80 cm.

- ANALISI DEI CARICHI:

Per valutare i carichi trasmessi ai pilastri su ciascun piano, si è tenuta presente la sequenza di trasmissione di carico dal solaio alla trave e quindi al pilastro. Si sono quindi innanzitutto individuate le aree di influenza di ciascun pilastro, maggiorate attraverso dei coefficienti di continuità.

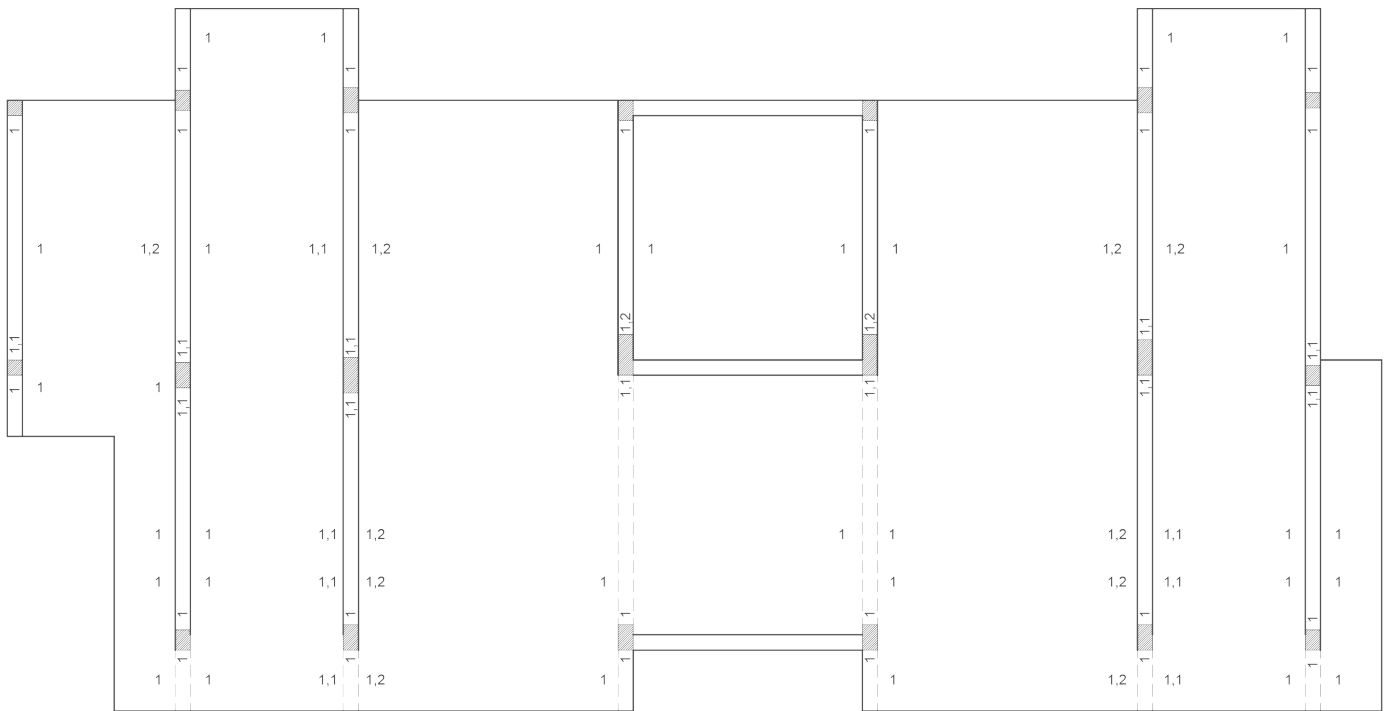


Figura a. Coefficienti di continuità

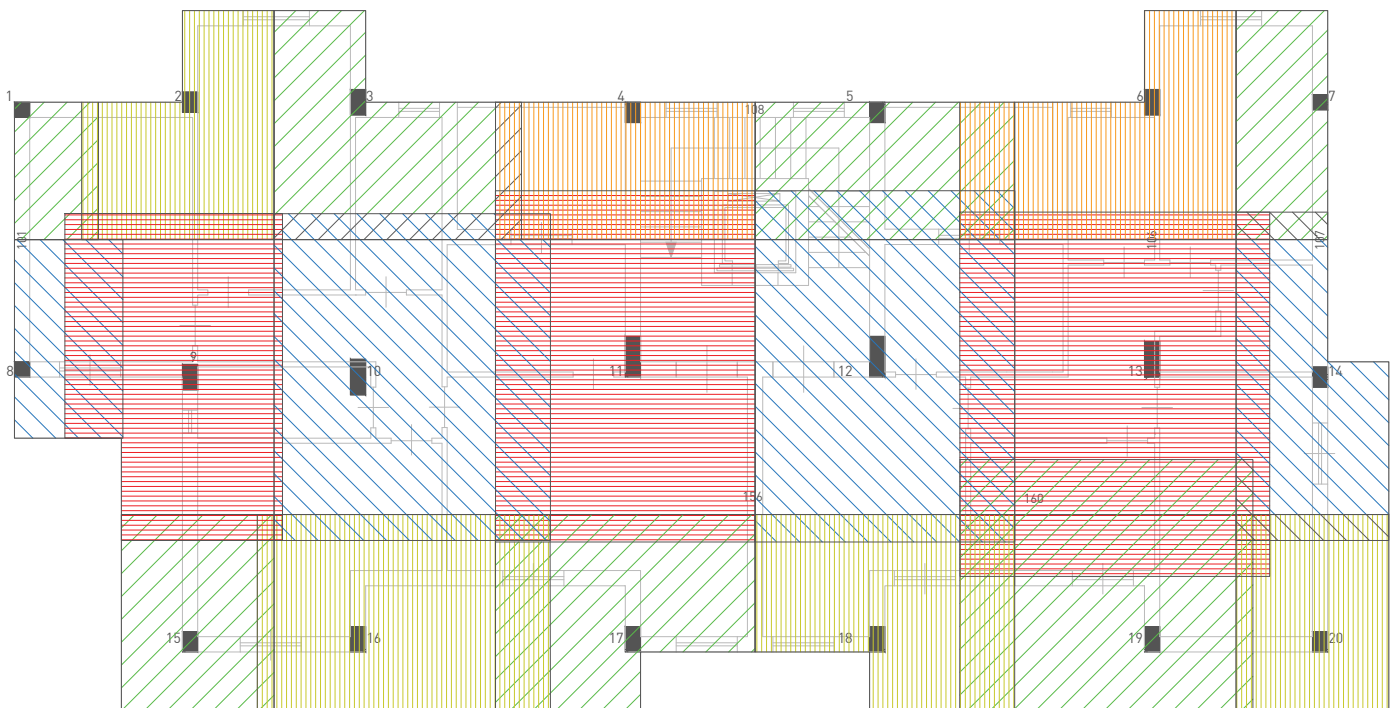


Figura b. Aree di influenza

Data l'improbabilità che su ogni parte gravi il massimo carico variabile si considera un valore inferiore, dato dalla media della riduzione del carico per ogni piano. Essendo l'edificio di 8 piani, si considera l'80% del carico variabile di calcolo.

Inoltre, il peso proprio del pilastro è stato calcolato come $n/100$ del carico portato dal pilastro, dove n è il numero dei piani dell'edificio.

Per ogni pilastro è stata effettuata l'analisi dei carichi, riportata di seguito:

Pilastro 1

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m ²]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	3,96	38,05
BALCONE	5,01	6,00	0	0,00
TAMPONATURA	6,11		4,05	24,75
TRAVE EMERGENTE	4,69		2,40	11,2632
			TOTALE	74,06
			TOTALE + P.P. _{PII}	79,98

Pilastro 2

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m ²]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	12,77	122,70
BALCONE	5,01	6,00	0	0,00
TAMPONATURA	6,11		3,78	23,10
TRAVE EMERGENTE	4,69		4,50	21,12
			TOTALE	166,92
			TOTALE + P.P. _{PII}	180,27

Pilastro 3

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m ²]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	12,69	121,93
BALCONE	5,01	6,00	3,48	34,15
TAMPONATURA	6,11		3,75	22,91
TRAVE EMERGENTE	4,69		4,50	21,12
			TOTALE	200,11
			TOTALE + P.P. _{PII}	216,12

Pilastro 4-5

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	0,00	0,00
BALCONE	5,01	6,00	6,48	63,54
TAMPONATURA	6,11		4,80	29,33
SCALA	1,31	6,00	5,76	35,21
TRAVE EMERGENTE	4,69		4,80	22,53
			TOTALE	150,60
			TOTALE + P.P _{PII}	162,65

Pilastro 6

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	13,58	130,49
BALCONE	5,01	6,00	3,48	34,15
TAMPONATURA	6,11		3,75	22,91
TRAVE EMERGENTE	4,69		4,50	21,12
			TOTALE	208,67
			TOTALE + P.P _{PII}	225,36

Pilastro 7

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	7,43	71,34
BALCONE	5,01	6,00	0	0,00
TAMPONATURA	6,11		4,5	27,50
TRAVE EMERGENTE	4,69		4,5	21,12
			TOTALE	119,95
			TOTALE + P.P _{PII}	129,55

Pilastro 8

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	4,36	41,85
BALCONE	5,01	6,00	2,475	24,27
TAMPONATURA	6,11		4,29	26,21
TRAVE EMERGENTE	4,69		4,5	21,12
			TOTALE	113,45
			TOTALE + P.P _{PII}	122,53

Pilastro 9

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	15,41	148,05
BALCONE	5,01	6,00	4,15	40,66
TAMPONATURA	6,11		4,79	29,24
TRAVE EMERGENTE	4,69		5,78	27,10
			TOTALE	245,05
			TOTALE + P.P _{PII}	264,65

Pilastro 10

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	28,70	275,77
BALCONE	5,01	6,00	0,00	0,00
TAMPONATURA	6,11		0,00	0,00
TRAVE EMERGENTE	4,69		5,78	27,10
			TOTALE	302,88
			TOTALE + P.P _{PII}	327,11

Pilastro 11-12

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	22,17	212,98
SOAIO SCALA	7,21	6,00	4,92	59,08
BALCONE	5,01	6,00	0,76	7,41
SCALA	1,31	6,00	1,99	12,18
TAMPONATURA	6,11		5,28	32,26
TRAVE EMERGENTE	4,69		5,28	24,78
TRAVE SPESSORE	4,60		2,97	13,67
			TOTALE	362,36
			TOTALE + P.P _{PII}	391,35

Pilastro 13

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	29,68	285,19
BALCONE	5,01	6,00	0,00	0,00
TAMPONATURA	6,11		0,00	0,00
TRAVE EMERGENTE	4,69		5,78	27,10
			TOTALE	312,29
			TOTALE + P.P _{PII}	337,28

Pilastro 14

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	9,53	91,55
BALCONE	5,01	6,00	3,79	37,13
TAMPONATURA	6,11		5,78	35,29
TRAVE EMERGENTE	4,69		5,78	27,10
			TOTALE	191,07
			TOTALE + P.P _{PII}	206,35

Pilastro 15

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	4,21	40,43
BALCONE	5,01	6,00	7,94	77,88
TAMPONATURA	6,11		4,20	25,66
TRAVE EMERGENTE	4,69		2,55	11,97
TRAVE SPESSORE	4,60		1,50	6,90
			TOTALE	155,93
			TOTALE + P.P _{PII}	168,41

Pilastro 16

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	9,65	92,72
BALCONE	5,01	6,00	10,82	106,11
TAMPONATURA	6,11		3,12	19,03
TRAVE EMERGENTE	4,69		2,55	11,97
TRAVE SPESSORE	4,60		1,50	6,90
			TOTALE	229,83
			TOTALE + P.P _{PII}	248,22

Pilastro 17-18

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	11,07	106,36
BALCONE	5,01	6,00	6,75	66,18
TAMPONATURA	6,11		3,70	22,61
TRAVE EMERGENTE	4,69		3,90	18,30
TRAVE SPESSORE	4,60		2,70	12,43
			TOTALE	213,45
			TOTALE + P.P _{PII}	230,53

Pilastro 19

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	9,65	92,72
BALCONE	5,01	6,00	10,82	106,11
TAMPONATURA	6,11		3,12	19,03
TRAVE EMERGENTE	4,69		2,55	11,97
TRAVE SPESSORE	4,60		1,50	6,90
			TOTALE	229,83
			TOTALE + P.P _{PII}	248,22

Pilastro 20

	$g_{1d} + g_{2d}$ [KN/m ²]	q_d [KN/m ²]	Area d'influenza [m2]	$G_d + Q_d$ [KN]
SOLAIO	7,21	3,00	4,21	40,43
BALCONE	5,01	6,00	7,94	77,88
TAMPONATURA	6,11		4,20	25,66
TRAVE EMERGENTE	4,69		2,55	11,97
TRAVE SPESSORE	4,60		1,50	6,90
			TOTALE	155,93
			TOTALE + P.P _{PII}	168,41

- DIMENSIONAMENTO E CARICO DELLE ARMATURE:

Una volta trovati i carichi per ogni pilastro, sono stati calcolati quelli per ogni piano e successivamente l'area di calcestruzzo necessaria secondo la formula $A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$ e quindi

determinata la sezione del pilastro.

È stata poi calcolata l'area di armatura necessaria per portare il 20% dello sforzo normale sollecitante.

$$A_s = \frac{0,20 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Minimi da normativa:

$A_s > 0,3\% A_c$ in zona non sismica, $A_s > 1\% A_c$ in zona sismica → Consideriamo $A_s > 0,6\% A_c$
 $A_s < 4\% A_c$, comprese le zone di sovrapposizione, ma essendo un limite molto grande consideriamo $A_s < 1\% A_c$.

Per le armature longitudinali si ha $\emptyset_{min} = 12 \text{ mm}$, consideriamo $\emptyset 14$.

Per le staffe si hanno le seguenti restrizioni: $s < 12 \emptyset_{min}$, $\emptyset_{staffe} < 6 \text{ mm}$, $\emptyset_{staffe} < 1/4 \emptyset_{longitudinali}$, quindi utilizziamo il diametro $\emptyset 8$.

Inoltre alle estremità, secondo l'Eurocodice 2, si deve raffittire il passo in una zona di dimensione massima il lato maggiore del pilastro considerando un passo uguale al 60% di quello in mezzera.

Pilastro 1

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	80,0	56,5	30x30	0,41	5,40	4Ø14
7	160,0	113,0	30x30	0,82	5,40	4Ø14
6	239,9	169,5	30x30	1,23	5,40	4Ø14
5	319,9	225,9	30x30	1,64	5,40	4Ø14
4	399,9	282,4	30x30	2,04	5,40	4Ø14
3	479,9	338,9	30x30	2,45	5,40	4Ø14
2	559,9	395,4	30x30	2,86	5,40	4Ø14
1	639,8	451,9	30x30	3,27	5,40	4Ø14

Pilastro 2

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	180,3	127,3	30x30	0,92	5,40	4Ø14
7	360,5	254,6	30x30	1,84	5,40	4Ø14
6	540,8	381,9	30x30	2,76	5,40	4Ø14
5	721,1	509,2	30x30	3,69	5,40	4Ø14
4	901,4	636,6	30x30	4,61	5,40	4Ø14
3	1081,6	763,9	30x30	5,53	5,40	4Ø14
2	1261,9	891,2	30x30	6,45	5,40	4Ø14
1	1442,2	1018,5	30x40	7,37	7,20	6Ø14

Pilastro 3

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	216,1	152,6	30x30	1,10	5,40	4Ø14
7	432,2	305,2	30x30	2,21	5,40	4Ø14
6	648,3	457,9	30x30	3,31	5,40	4Ø14
5	864,5	610,5	30x30	4,42	5,40	4Ø14
4	1080,6	763,1	30x30	5,52	5,40	4Ø14
3	1296,7	915,7	30x40	6,63	7,20	6Ø14
2	1512,8	1068,4	30x40	7,73	7,20	6Ø14
1	1728,9	1221,0	30x50	8,84	9,00	6Ø14

Pilastro 4-5

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	162,6	114,9	30x30	0,83	5,40	4Ø14
7	325,3	229,7	30x30	1,66	5,40	4Ø14
6	487,9	344,6	30x30	2,49	5,40	4Ø14
5	650,6	459,5	30x30	3,33	5,40	4Ø14
4	813,2	574,3	30x30	4,16	5,40	4Ø14
3	975,9	689,2	30x30	4,99	5,40	4Ø14
2	1138,5	804,1	30x30	5,82	5,40	4Ø14
1	1301,2	918,9	30x40	6,65	7,20	6Ø14

Pilastro 6

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	225,4	159,2	30x30	1,15	5,40	4Ø14
7	450,7	318,3	30x30	2,30	5,40	4Ø14
6	676,1	477,5	30x30	3,46	5,40	4Ø14
5	901,4	636,6	30x30	4,61	5,40	4Ø14
4	1126,8	795,8	30x30	5,76	5,40	4Ø14
3	1352,2	954,9	30x40	6,91	7,20	6Ø14
2	1577,5	1114,1	30x40	8,06	7,20	6Ø14
1	1802,9	1273,2	30x50	9,21	9,00	6Ø14

Pilastro 7

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	129,5	91,5	30x30	0,66	5,40	4Ø14
7	259,1	183,0	30x30	1,32	5,40	4Ø14
6	388,6	274,5	30x30	1,99	5,40	4Ø14
5	518,2	366,0	30x30	2,65	5,40	4Ø14
4	647,7	457,4	30x30	3,31	5,40	4Ø14
3	777,3	548,9	30x30	3,97	5,40	4Ø14
2	906,8	640,4	30x30	4,64	5,40	4Ø14
1	1036,4	731,9	30x30	5,30	5,40	4Ø14

Pilastro 8

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	122,5	86,5	30x30	0,63	5,40	4Ø14
7	245,1	173,1	30x30	1,25	5,40	4Ø14
6	367,6	259,6	30x30	1,88	5,40	4Ø14
5	490,1	346,1	30x30	2,51	5,40	4Ø14
4	612,6	432,6	30x30	3,13	5,40	4Ø14
3	735,2	519,2	30x30	3,76	5,40	4Ø14
2	857,7	605,7	30x30	4,38	5,40	4Ø14
1	980,2	692,2	30x30	5,01	5,40	4Ø14

Pilastro 9

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	264,7	186,9	30x30	1,35	5,40	4Ø14
7	529,3	373,8	30x30	2,71	5,40	4Ø14
6	794,0	560,7	30x30	4,06	5,40	4Ø14
5	1058,6	747,6	30x30	5,41	5,40	4Ø14
4	1323,3	934,5	30x40	6,76	7,20	6Ø14
3	1587,9	1121,4	30x40	8,12	7,20	6Ø14
2	1852,6	1308,3	30x50	9,47	9,00	6Ø14
1	2117,2	1495,2	30x50	10,82	9,00	6Ø14

Pilastro 10

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	327,1	231,0	30x30	1,67	5,40	4Ø14
7	654,2	462,0	30x30	3,34	5,40	4Ø14
6	981,3	693,0	30x30	5,02	5,40	4Ø14
5	1308,4	924,0	30x40	6,69	7,20	6Ø14
4	1635,5	1155,0	30x40	8,36	7,20	6Ø14
3	1962,6	1386,0	30x50	10,03	9,00	6Ø14
2	2289,7	1617,1	30x60	11,70	10,80	8Ø14
1	2616,9	1848,1	30x70	13,38	12,60	4Ø14+4Ø20

Pilastro 11-12

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	391,3	276,4	30x30	2,00	5,40	4Ø14
7	782,7	552,7	30x30	4,00	5,40	4Ø14
6	1174,0	829,1	30x30	6,00	5,40	4Ø14
5	1565,4	1105,5	30x40	8,00	7,20	6Ø14
4	1956,7	1381,9	30x50	10,00	9,00	6Ø14
3	2348,1	1658,2	30x60	12,00	10,80	8Ø14
2	2739,4	1934,6	30x70	14,00	12,60	4Ø14+4Ø20
1	3130,8	2211,0	30x80	16,00	14,40	4Ø14+4Ø20

Pilastro 13

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	337,3	238,2	30x30	1,72	5,40	4Ø14
7	674,6	476,4	30x30	3,45	5,40	4Ø14
6	1011,8	714,6	30x30	5,17	5,40	4Ø14
5	1349,1	952,8	30x40	6,90	7,20	6Ø14
4	1686,4	1190,9	30x40	8,62	7,20	6Ø14
3	2023,7	1429,1	30x50	10,34	9,00	6Ø14
2	2360,9	1667,3	30x60	12,07	10,80	8Ø14
1	2698,2	1905,5	30x70	13,79	12,60	4Ø14+4Ø20

Pilastro 14

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	206,4	145,7	30x30	1,05	5,40	4Ø14
7	412,7	291,5	30x30	2,11	5,40	4Ø14
6	619,1	437,2	30x30	3,16	5,40	4Ø14
5	825,4	582,9	30x30	4,22	5,40	4Ø14
4	1031,8	728,7	30x30	5,27	5,40	4Ø14
3	1238,1	874,4	30x30	6,33	5,40	4Ø14
2	1444,5	1020,1	30x40	7,38	7,20	6Ø14
1	1650,8	1165,8	30x40	8,44	7,20	6Ø14

Pilastro 15

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	168,4	118,9	30x30	0,86	5,40	4Ø14
7	336,8	237,9	30x30	1,72	5,40	4Ø14
6	505,2	356,8	30x30	2,58	5,40	4Ø14
5	673,6	475,7	30x30	3,44	5,40	4Ø14
4	842,0	594,7	30x30	4,30	5,40	4Ø14
3	1010,4	713,6	30x30	5,16	5,40	4Ø14
2	1178,8	832,5	30x30	6,03	5,40	4Ø14
1	1347,2	951,4	30x40	6,89	7,20	6Ø14

Pilastro 16

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	248,2	175,3	30x30	1,27	5,40	4Ø14
7	496,4	350,6	30x30	2,54	5,40	4Ø14
6	744,7	525,9	30x30	3,81	5,40	4Ø14
5	992,9	701,2	30x30	5,07	5,40	4Ø14
4	1241,1	876,5	30x30	6,34	5,40	4Ø14
3	1489,3	1051,8	30x40	7,61	7,20	6Ø14
2	1737,5	1227,1	30x50	8,88	9,00	6Ø14
1	1985,8	1402,4	30x50	10,15	9,00	6Ø14

Pilastro 17-18

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	230,5	162,8	30x30	1,18	5,40	4Ø14
7	461,1	325,6	30x30	2,36	5,40	4Ø14
6	691,6	488,4	30x30	3,53	5,40	4Ø14
5	922,1	651,2	30x30	4,71	5,40	4Ø14
4	1152,7	814,0	30x30	5,89	5,40	4Ø14
3	1383,2	976,8	30x40	7,07	7,20	6Ø14
2	1613,7	1139,6	30x40	8,25	7,20	6Ø14
1	1844,2	1302,4	30x50	9,43	9,00	6Ø14

Pilastro 19

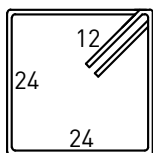
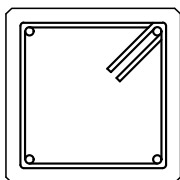
PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	248,2	175,3	30x30	1,27	5,40	4Ø14
7	496,4	350,6	30x30	2,54	5,40	4Ø14
6	744,7	525,9	30x30	3,81	5,40	4Ø14
5	992,9	701,2	30x30	5,07	5,40	4Ø14
4	1241,1	876,5	30x30	6,34	5,40	4Ø14
3	1489,3	1051,8	30x40	7,61	7,20	6Ø14
2	1737,5	1227,1	30x50	8,88	9,00	6Ø14
1	1985,8	1402,4	30x50	10,15	9,00	6Ø14

Pilastro 20

PIANO	NEd [KN]	Ac [cm ²]	SEZIONE ADOTTATA [cm ²]	ARMATURA NECESSARIA [cm ²]	ARMATURA MINIMA [cm ²]	BARRE
8	168,4	118,9	30x30	0,86	5,40	4Ø14
7	336,8	237,9	30x30	1,72	5,40	4Ø14
6	505,2	356,8	30x30	2,58	5,40	4Ø14
5	673,6	475,7	30x30	3,44	5,40	4Ø14
4	842,0	594,7	30x30	4,30	5,40	4Ø14
3	1010,4	713,6	30x30	5,16	5,40	4Ø14
2	1178,8	832,5	30x30	6,03	5,40	4Ø14
1	1347,2	951,4	30x40	6,89	7,20	6Ø14

Tipo A 30x30

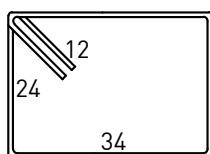
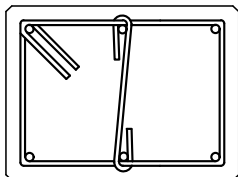
4Ø14



Ø8 L=120

Tipo B 30x40

6Ø14



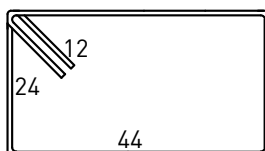
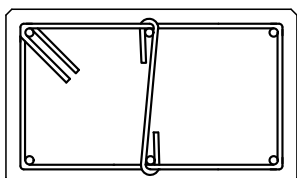
Ø8 L=140



Ø8 L=45

Tipo C 30x50

6Ø14



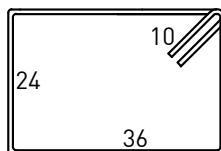
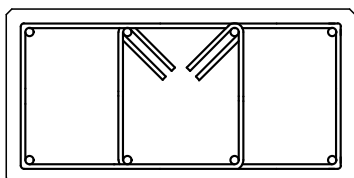
Ø8 L=160



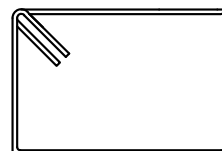
Ø8 L=45

Tipo D 30x60

8Ø14



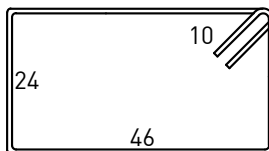
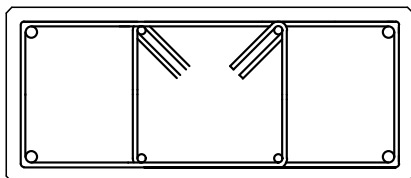
Ø8 L=140



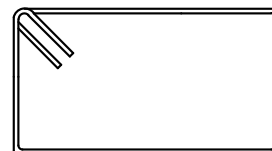
Ø8 L=140

Tipo E 30x70

4Ø14
+ 4Ø20



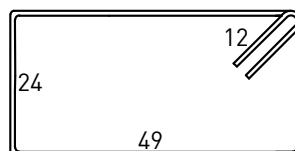
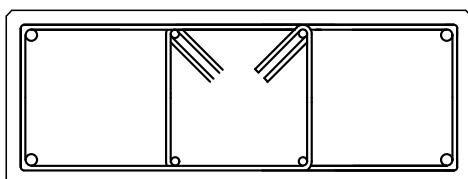
Ø8 L=160



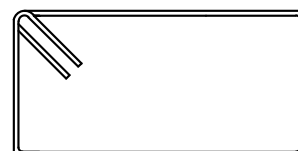
Ø8 L=160

Tipo F 30x80

4Ø14
+ 4Ø20



Ø8 L=170



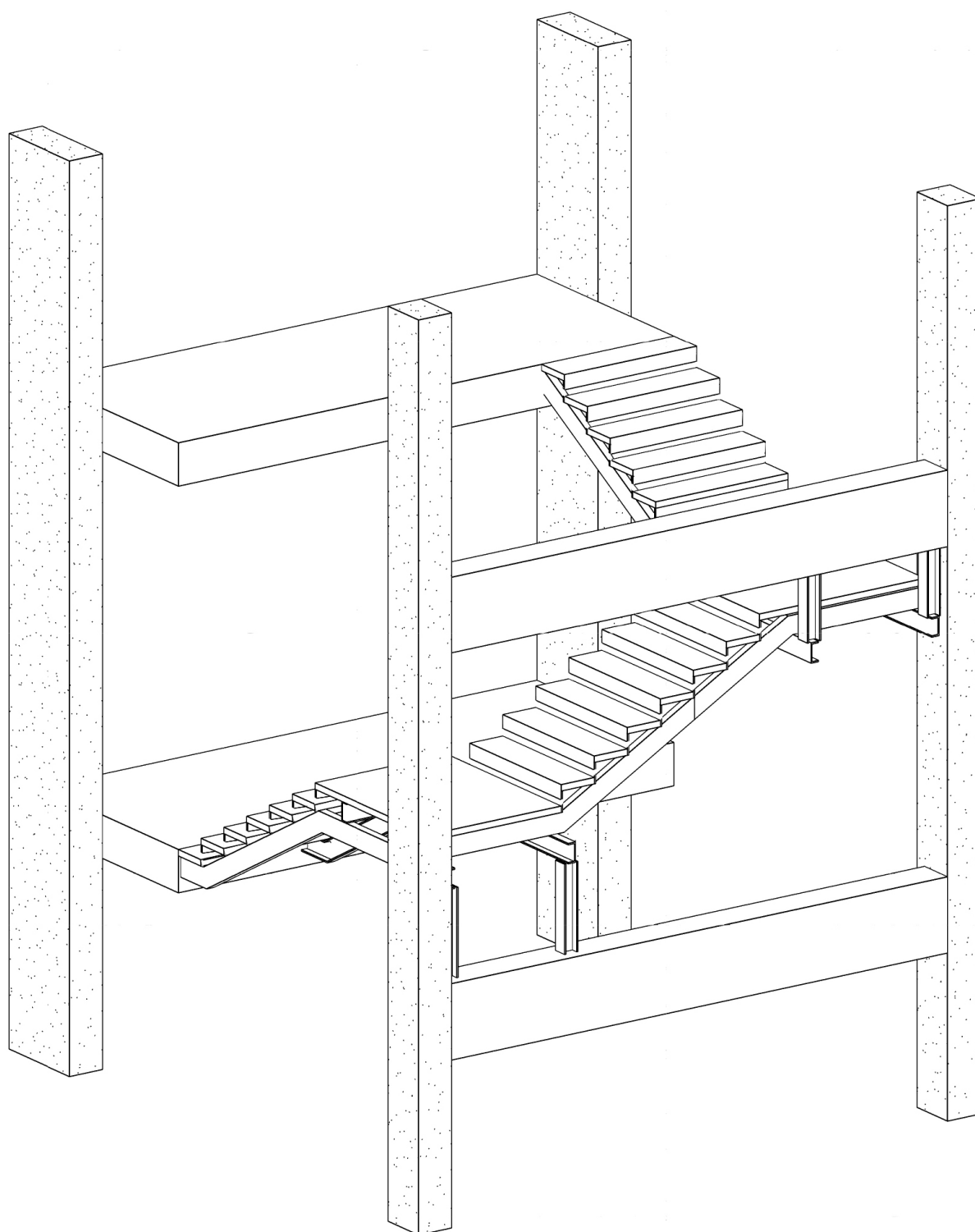
Ø8 L=170

-DESCRIZIONE:

La scala è stata progettata seguendo lo schema statico della scala Giliberti, pensato stavolta in acciaio con un telaio composto da due profili UPN, sui quali vengono disposti i gradini attraverso una piastra di supporto saldata al profilo, e due pilastrini HE, che collegano gli UPN alla trave di piano.

Essa è composta da tre rampe: la prima collegata al solaio e alla trave del piano di partenza attraverso i tirafondi già predisposti nella fase di getto; quella centrale, divisa in due parti, ognuna delle quali appoggiata alla struttura della rampa adiacente; la terza collegata al solaio e alla trave del piano di arrivo.

I gradini sono stati pensati in pietra bianca, mentre i profili sono in acciaio zincato verniciato.



- ANALISI DEI CARICHI:

	SPESSORE [m]	LUNGHEZZA [m]	PESO SPECIFICO [kN/m ³]	G _k [kN/m]
UPN				0,20
GRADINI	0,03	0,60	27	0,49
TOTALE				0,69

q _k [kN/m]	L _{gradino} /2 [m]	Q _k [kN/m]
4	0,60	2,4

I carichi totali sulla scala sono quindi:

G _k + Q _k =	3,09	kN/m
G _d + Q _d =	4,49	kN/m
F =	5,5	kN

La forza F è data dal carico della rampa centrale sulle due laterali.

Di seguito è riportato il file dei risultati di Tel2008, dalle quali risulta tale valore.

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	110
2	1.35	0.00	110
3	2.25	0.00	000

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

	b	h	area	inerzia	materiale
asta	tipo	estremi	forma	m	m m2 m4
1	T	1 2	G	UPN160	0.0024 0.000009 1
2	T	2 3	G	UPN160	0.0024 0.000009 1

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ni
1	210000	80769	0.30

CARICHI SULLE ASTE

asta	px (kN/m)	py (kN/m)
2	0.00	-4.56

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	vx (mm)	vy (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	0.214
2	0.000	0.000	-0.428
3	0.000	-0.578	-0.713

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	-1.85	-1.37	0.00	0.00	
2	-1.85	0.00	4.10	0.00	0.00	

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	Fx (kN)	Fy (kN)	M (kNm)
1	0.00	1.37	----
2	0.00	-5.47	----

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

- DIMENSIONAMENTO:

Per dimensionare i profili è stata utilizzata la verifica delle deformazioni invertendo la formula per trovare il momento d'inerzia.

$$I = \frac{5}{384} \frac{L^3}{E} \frac{250}{E} \frac{(Q_k + G_k)}{E} + \frac{F L^2}{48 E} \frac{250}{E} \rightarrow I = 376,73 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{UPN 140}$$

Utilizziamo il profilo UPN 160 poiché geometricamente non è possibile utilizzare un profilo minore. Per la rampa centrale è stata verificata l'adeguatezza del profilo attraverso la verifica delle deformazioni, considerando il solo stratto a sbalzo come mensola.

$$\delta = \frac{(Q_k + G_k) L^4}{8 E I} < \frac{L}{250}$$

Svolgendo il calcolo risulta $0,00043 < 0,0048$, perciò la verifica è soddisfatta.

Per i pilastri è stato scelto il profilo HEB 120, per mantenere rigidità coerente tra i profili.

- COMBINAZIONI DI CARICO:

In questo caso vi è un'unica combinazione di carico, svolta considerando uno schema solo per le due rampe laterali, tenendo conto del carico della rampa centrale come forza concentrata nei punti in cui i profili si appoggiano a quelli delle rampe laterali.

Di seguito sono riportati i risultati del calcolo con Tel2008.

COORDINATE E VINCOLI DEI NODI

nodo	x (m)	y (m)	vincolo
1	0.00	0.00	110
2	0.90	0.54	000
3	1.80	1.08	000
4	3.30	1.08	000
5	3.30	0.00	111

DATI RELATIVI ALLE TRAVI

asta	tipo	estremi	forma	b	h	area	inerzia	materiale
				m	m	m ²	m ⁴	
1	T	1 2	G	UPN160	0.0024	0.000009	1	
2	T	2 3	G	UPN160	0.0024	0.000009	1	
3	C2	3 4	G	UPN160	0.0024	0.000009	1	
4	T	4 5	G	HEB120	0.0034	0.000003	1	

Materiale	Modulo E [N/mm ²]	Modulo G [N/mm ²]	Coeff. di Poisson ν
1	210000	80769	0.30

CARICHI NODALI

nodo	F _x (kN)	F _y (kN)	M (kNm)
3	0.00	-5.50	0.00
4	0.00	-5.50	0.00

CARICHI SULLE ASTE

asta	p _x (kN/m)	p _y (kN/m)
1	0.00	-4.56
2	0.00	-4.56
3	0.00	-4.56

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI DEI NODI

nodo	v _x (mm)	v _y (mm)	rotaz.x1000
1	0.000	0.000	-5.315
2	2.483	-4.177	-3.356
3	3.169	-5.349	0.968
4	3.154	-0.022	-4.381
5	0.000	0.000	0.000

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE NELLE ASTE

asta	M1 (kNm)	M2 (kNm)	V1 (kN)	V2 (kN)	N1 (kN)	N2 (kN)
1	0.00	6.53	8.27	4.17	-10.81	-8.34
2	6.53	8.76	4.17	0.07	-8.34	-5.88
3	8.76	0.00	-2.42	-9.26	-5.01	-5.01
4	0.00	5.41	5.01	5.01	-14.76	-14.76

AZIONI SUI VINCOLI ESTERNI

nodo	F _x (kN)	F _y (kN)	M (kNm)
1	-5.01	-12.66	----
5	5.01	-14.76	-5.41

Il calcolo e' stato eseguito :

- tenendo conto della deformazione estensionale delle aste
- trascurando la deformazione a taglio delle aste

- VERIFICHE:

Trovate le sollecitazioni agenti sulla rampa, è stata effettuata innanzitutto la verifica per i profili:

UPN:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 30,89 \text{ kNm} > M_{Ed} = 8,76 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 537,14 \text{ kN} > N_{Ed} = 10,81 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

HE:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 761,18 \text{ kN} > N_{Ed} = 14,76 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

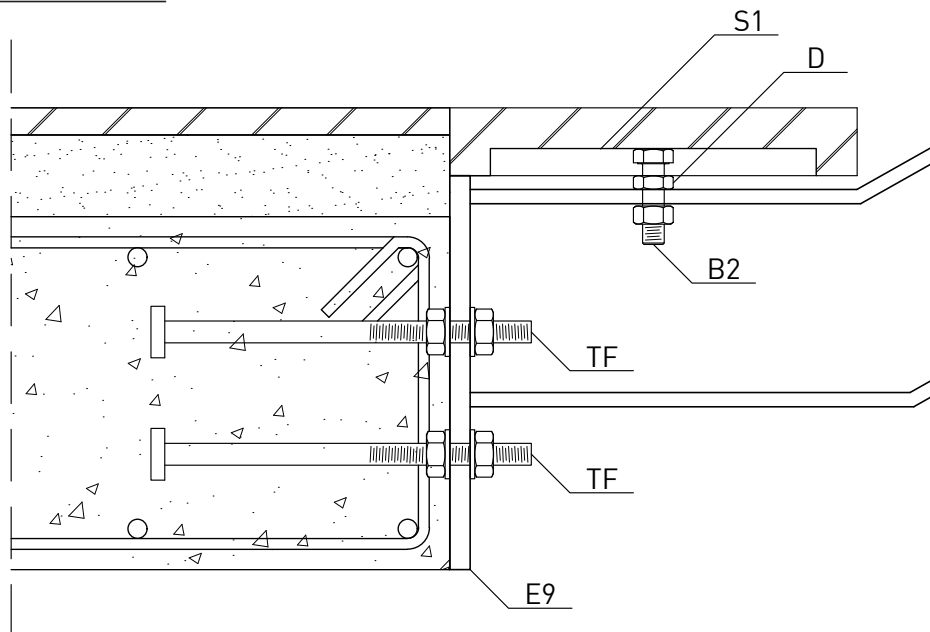
Essendo i profili UPN aperti e non simmetrici rispetto all'asse verticale y, il centro di taglio risulta esterno alla sezione, per questo motivo vi è la presenza di un momento torcente, che potrebbe provocare la torsione dei profili verso l'interno della rampa. A scopo di evitare questa deformazione è stata effettuata la verifica dei profili UPN a torsione, come segue:

Il momento torcente massimo applicato sul profilo è dato da:

$$T_{max} = \frac{T_{Ed} t}{I_t} = 8,01 \text{ MPa} \ll \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 129,22 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Successivamente è stata fatta la verifica dei collegamenti:

CORDOLO DI PIANO - UPN



Il collegamento tra il cordolo di piano e i profili UPN è effettuato attraverso due tirafondi, in precedenza annegati nel calcestruzzo, i quali sono soggetti a taglio, per questo è stato calcolato il taglio resistente plastico e fatta la verifica con il taglio sollecitante:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 144,88 \text{ kN} \rightarrow \text{Progettiamo il collegamento per portare il 30\% del } V_{pl,Rd} = 43,47 \text{ kN}$$

È stato considerato il 30% del taglio resistente plastico, progettando a parziale ripristino di resistenza, perché le sollecitazioni sono molto minori della resistenza del profilo.

La forza con la quale i bulloni resistono è: $F_{v,Rd} = 0,6 \frac{f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 37,68 \text{ kN}$, che per 2 bulloni risulta

$$F_{v,Rd, 2 \text{ bulloni}} = 75,36 \text{ kN} > 30\% \text{ del } V_{pl,Rd} = 43,47 \text{ kN}$$

Inoltre bisogna fare la verifica a rifollamento:

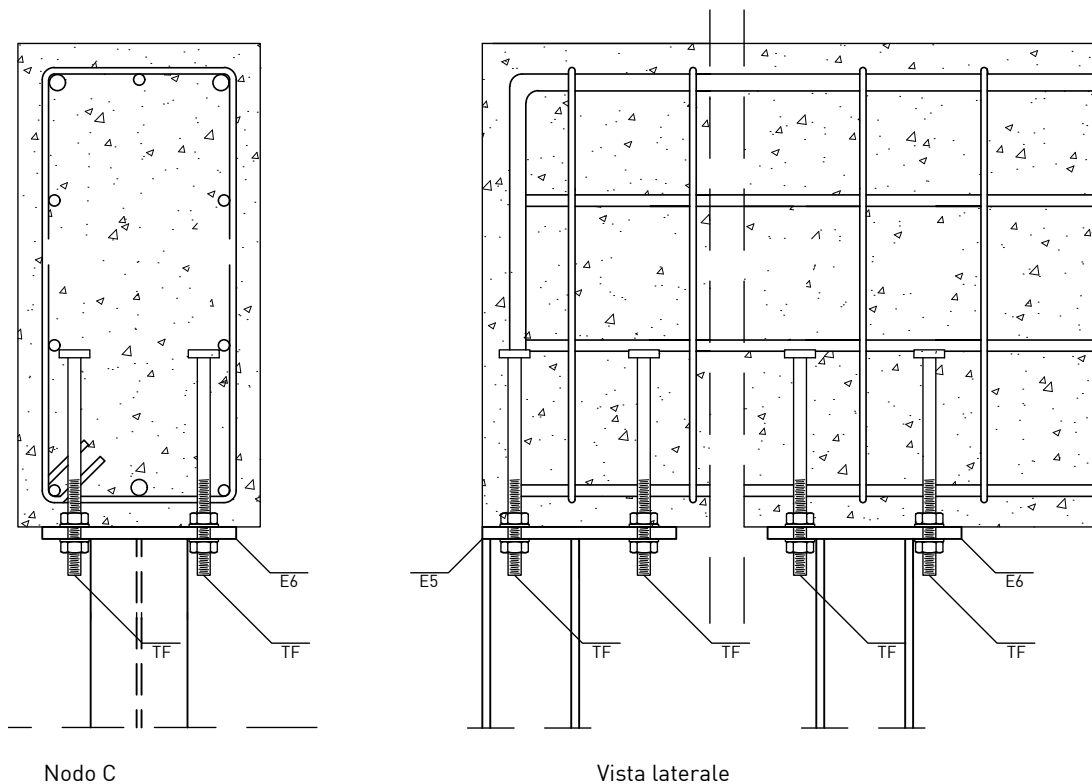
$$F_{b,Rd} = \alpha k \frac{f_u}{\gamma_{M2}} d t n_b = 345,60 \text{ kN}$$

$$\text{con } k = \min \left\{ 2,5; \frac{2,8 e_2}{d_0} - 1,7; \frac{1,4 p_2}{d_0} - 1,7 \right\} = 2,5$$

$$\text{e } \alpha = \min \left\{ 1; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{e_1}{3 d_0}; \frac{p_1}{3 d_0} - 0,25 \right\} = 1$$

Anche questa verifica è soddisfatta poiché il taglio sollecitante $V_{Ed} = 8,27 \text{ kN}$ è minore della $F_{b,Rd}$.

HE - TRAVE DI PIANO



I tirafondi della rampa superiore sono soggetti a trazione, perciò è stata fatta la verifica tra la resistenza dei tirafondi e il 30% del $N_{pl,Rd}$.

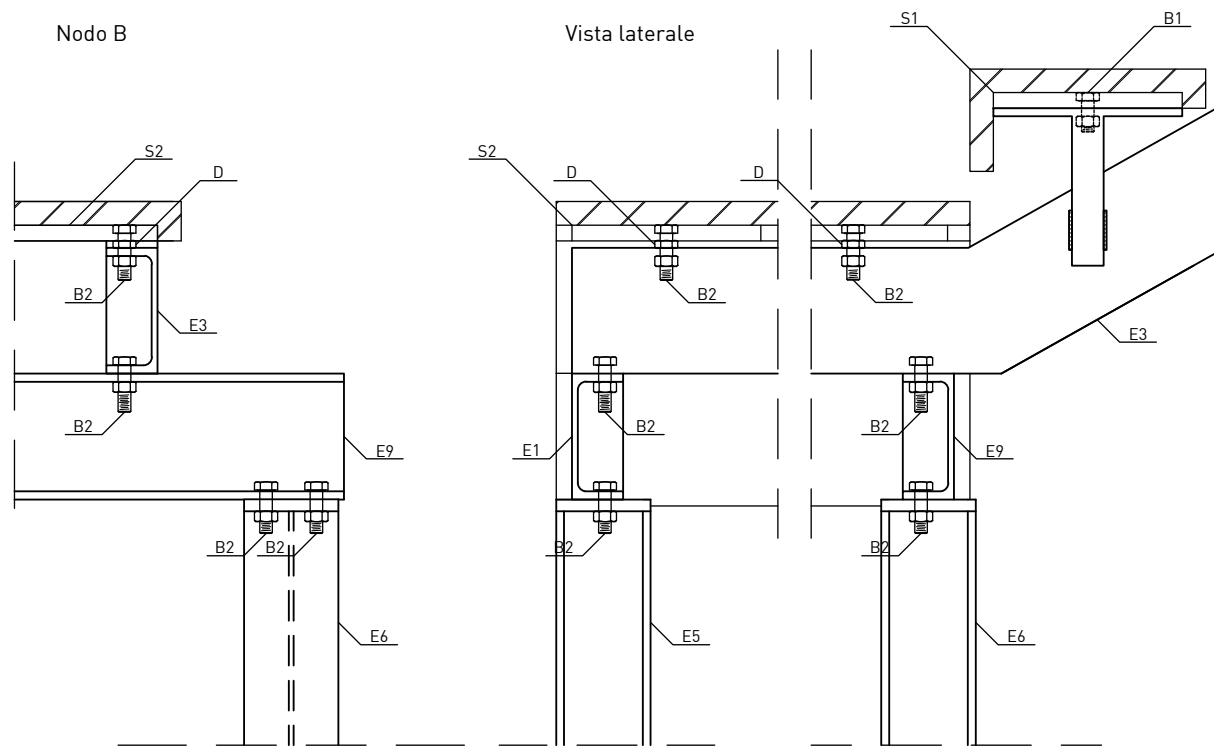
$$N_{pl,Rd} = 761,18 \text{ kN} \rightarrow 0,3 N_{pl,Rd} = 228,35 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_{res} \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 56,52 \text{ kN}, \text{ che per 4 bulloni risulta } F_{t,Rd} = 226,08 \text{ kN}, \text{ che è circa pari al}$$

30% del $N_{pl,Rd}$, perciò la verifica è soddisfatta.

Inoltre, i pilastri più esterni sono decentrati rispetto alla piastra e per questo motivo due dei quattro bulloni reagiscono al momento creatosi da tale decentramento, perciò si è fatta la verifica tra la resistenza dei bulloni e il momento generato dallo sforzo normale agente sul pilastro.

Il momento sollecitante è $M_{Ed} = N_{Ed} e = 2,07 \text{ kNm}$, mentre il momento resistente è dato dalla resistenza a trazione dei bulloni per il braccio, cioè $M_{Rd} = F_{t,Rd, 2 \text{ bulloni}} b = 18,09 \text{ kNm}$, che è di molto maggiore rispetto al momento sollecitante, perciò la verifica è soddisfatta.



In questo caso i bulloni sono soggetti a trazione, perciò si è calcolato il valore di $F_{t,Rd}$ e confrontato con il valore dello sforzo normale sul pilastro N_{Ed} .

$$F_{t,Rd} = 56,52 \text{ kN} \rightarrow F_{t,Rd, 2 \text{ bulloni}} = 113,04 \text{ kN} > N_{Ed} = 14,76 \text{ kN} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

