



CNA
PPC

CONSIGLIO NAZIONALE
DEGLI ARCHITETTI
PIANIFICATORI
PAESAGGISTI
E CONSERVATORI



COMUNE
DI CARPI

ACERMODENA
AZIENDA CASA EMILIA ROMAGNA
DELLA PROVINCIA DI MODENA

**RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA DEL
COMPLESSO IMMOBILIARE**

IL BISCIONE

**CONCORSO DI PROGETTAZIONE A PROCEDURA APERTA IN
DUE GRADI PER LA RIGENERAZIONE URBANA E LA
RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA
DEL
COMPLESSO IMMOBILIARE
IL BISCIONE A CARPI (MO)**

ACER - Azienda Casa ER della
provincia di Modena
Viale Enrico Cialdini, 5, 41123 Modena

Comune di Carpi
Assessorato Urbanistica- Edilizia
privata- Ricostruzione- Ambiente-
Mobilità - Smart city

07

**RELAZIONE
STRUTTURALE STATO
DI FATTO E POST
INTERVENTO**

RELAZIONE TECNICA DI APPROCCIO alla progettazione architettonica-strutturale, verifica dello stato di fatto rapportato alla normativa attuale e relazione illustrativa delle possibilità di miglioramento sismico del complesso edilizio denominato "IL BISCIONE" sito in via Unione Sovietica, 2 nel comune di Carpi (MO).

MODELLAZIONE MECCANICA DEL COMPLESSO STRUTTURALE

Lo stabile fu progettato, costruito e collaudato con ipotesi di sovraccarichi nominali modesti. Mentre i carichi variabili sono compatibili con le previste destinazioni d'uso, i pesi permanenti portati risultano (ad esempio 150 kg/mq negli alloggi) formalmente sottostimati per le correnti soluzioni architettoniche. Tuttavia, la configurazione dei carichi che fu adottata dal progettista (distribuzione uniforme globale) implica delle approssimazioni che inducono un quadro teorico di sollecitazioni più gravoso di quello effettivamente agente sulle membrature portanti. Altrettanto indeterminate risultano le verifiche strutturali, perché condotte con gli algoritmi di calcolo manuale dell'epoca. Pertanto, si ritiene indispensabile una nuova calcolo analitica integrale del complesso strutturale, non solo alle azioni sismiche, ma anche alle semplici azioni statiche verticali. Dati gli ovvi obblighi di legge, questo ricalcolo di verifica delle portate nominali sarà comunque condotto nel rispetto delle prescrizioni delle norme tecniche vigenti all'epoca della originaria certificazione delle portate nominali.

VERIFICA DI SINGOLO TELAIO

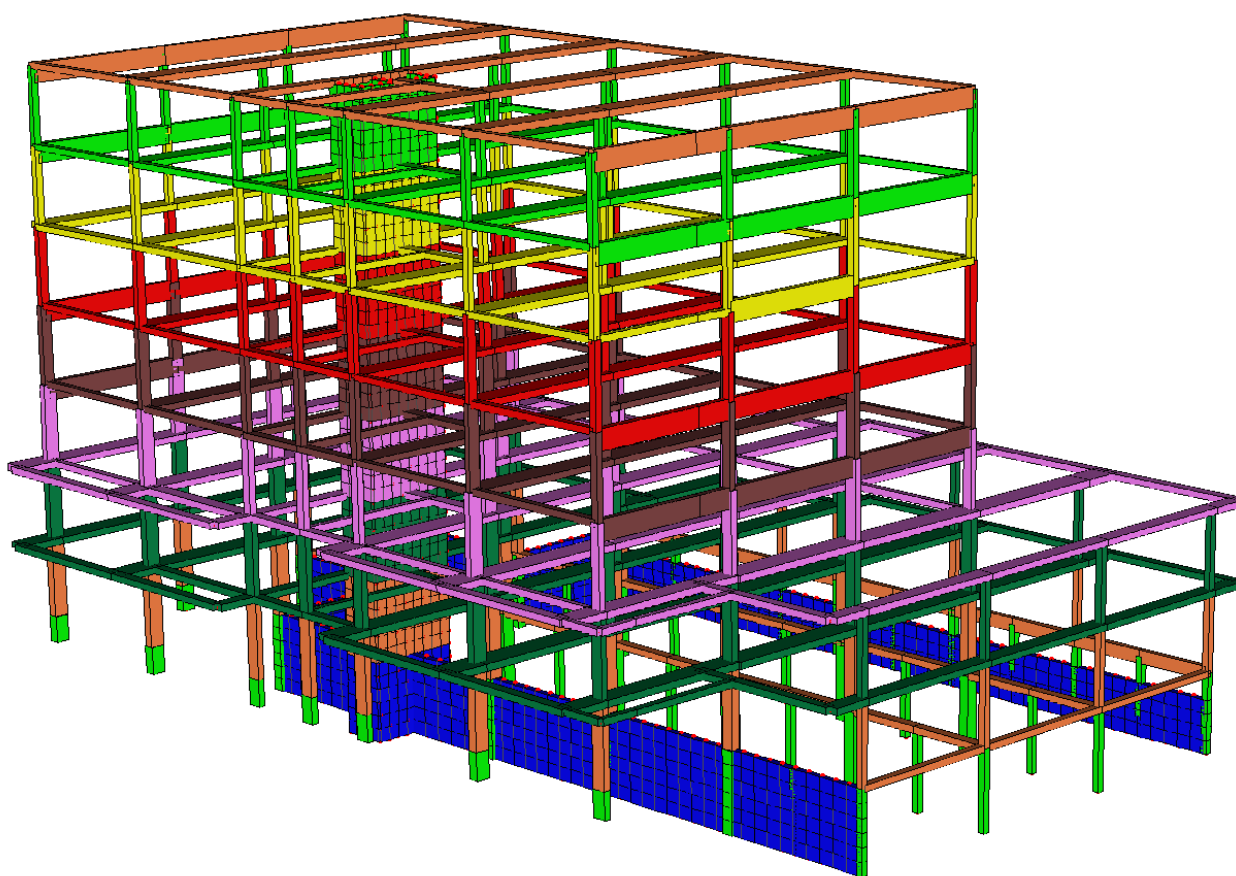
In merito alla possibilità effettiva della costruzione di poter sostenere sollecitazioni più gravose (maggiore capacità) senza perdere nel livello di sicurezza statico si riporta di seguito l'analisi agli elementi finiti di un telaio tipo significativo individuato all'interno della costruzione analizzato in campo elastico secondo il metodo delle tensioni ammissibili ipotizzando due configurazioni di carico:

- la prima configurazione riproduce il comportamento del telaio in relazione ai carichi nominali previsti in progetto;
- la seconda configurazione riproduce il comportamento del telaio in relazione a carichi verosimili per una possibile riqualificazione dell'immobile.

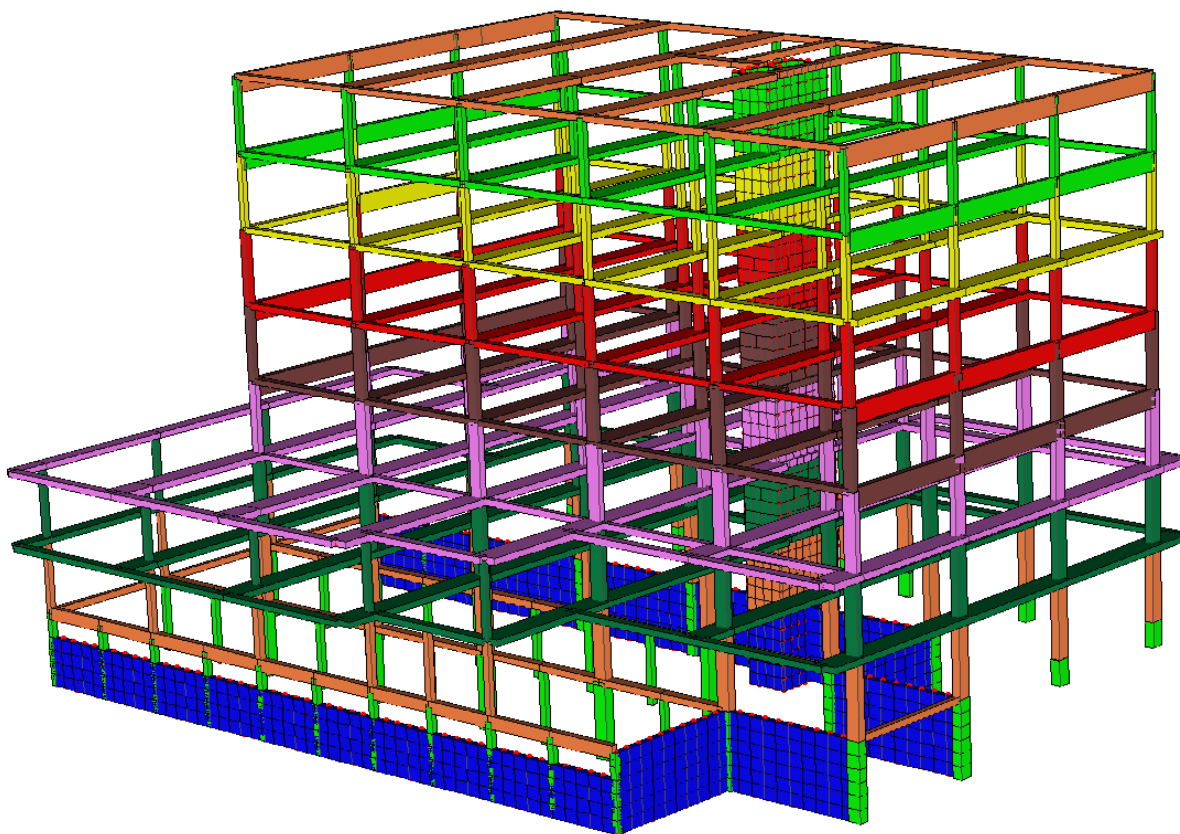
Carichi permanenti - peso proprio solaio (laterocemento H=20+4 cm):	280 kg/mq
Carichi permanenti – pavimenti, sottofondi e tramezzature:	150 kg/mq
Carichi Variabili – civile abitazione:	200 kg/mq

Sono presenti ai primi due livelli alcune zone di solaio con carico variabile pari a 400 kg/mq. Anche in copertura sono presenti carichi rilevanti dovuti alla previsione progettuale di massetti di pendenza in forte spessore.

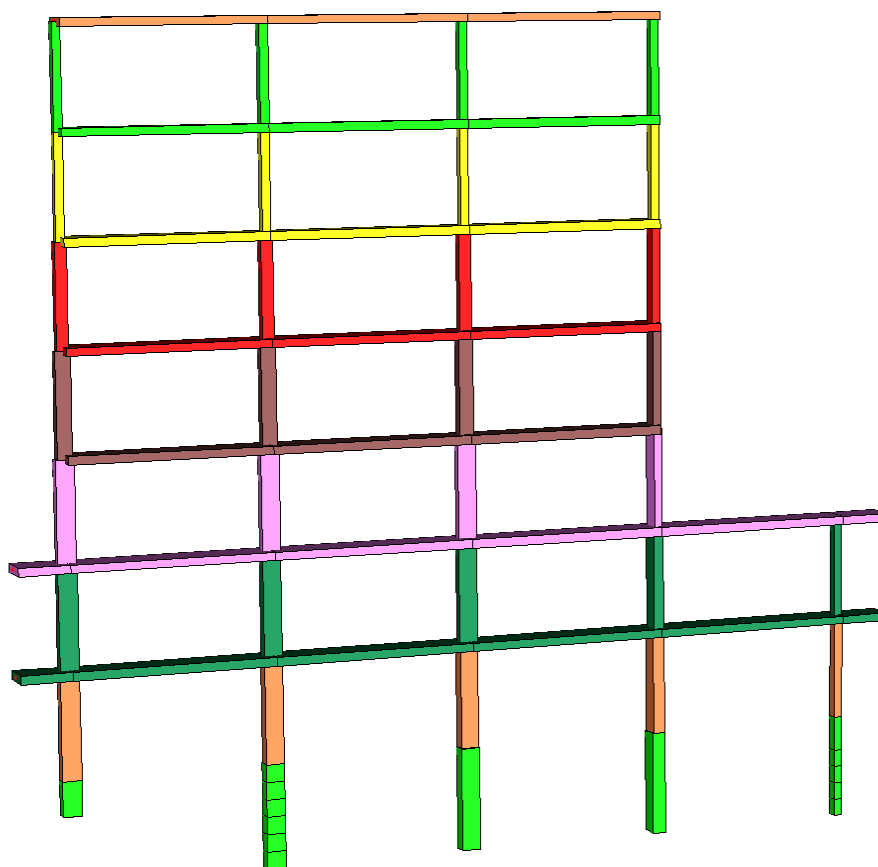
La costruzione è organizzata dalla successione di tre distinti fabbricati (A+B+C). Nella presente sintesi verranno svolte considerazioni con riferimento al fabbricato A. Esso è organizzato mediante telai monodirezionali ripetuti a distanza di 6,00 m disposti in direzione trasversale con luci di trave prevalenti pari a 6,00 m (maglia quadrata). Sono presenti unicamente pilastri che si elevano da terra a cielo; unico elemento irrigidente è il doppio nucleo ascensori costituito da pareti in c.a. di spessore 15-25 cm. Le travi sono realizzate per lo più in spessore di solaio (H=24 cm). Il comportamento dei solai in appoggio alle travi del telaio si ricorre allo schema di carico di trave in semplice appoggio in quanto non si conosce l'effettiva capacità di incastro fornita dalle travi per le sezioni intermedie e terminali dei travetti. Per questo motivo si valuta il fenomeno della ridistribuzione delle sollecitazioni per effetto di gradi di vincolo meno forti presenti ai nodi dovuti alla configurazione delle armature che in alcuni casi non prevede lunghezze di ancoraggio adeguate. Sulle travi di bordo inoltre è presente il carico delle murature di tamponamento.



MODELLO TRIDIMENSIONALE DELLA STRUTTURA PORTANTE FABBRICATO "A"
VISTA DA NORD OVEST



MODELLO TRIDIMENSIONALE DELLA STRUTTURA PORTANTE FABBRICATO "A"
VISTA DA SUD EST



TELAIO TIPO ALL'INTERNO DEL FABBRICATO "A"

Per questo telaio, caricato con i carichi nominali di progetto si riporta di seguito il diagramma di carico adottato, le principali sollecitazioni sulle travi (flessione e taglio) e si provvede a verificarne la capacità portante secondo il metodo delle tensioni ammissibili in funzione dell'effettiva armatura presente negli elementi strutturali.

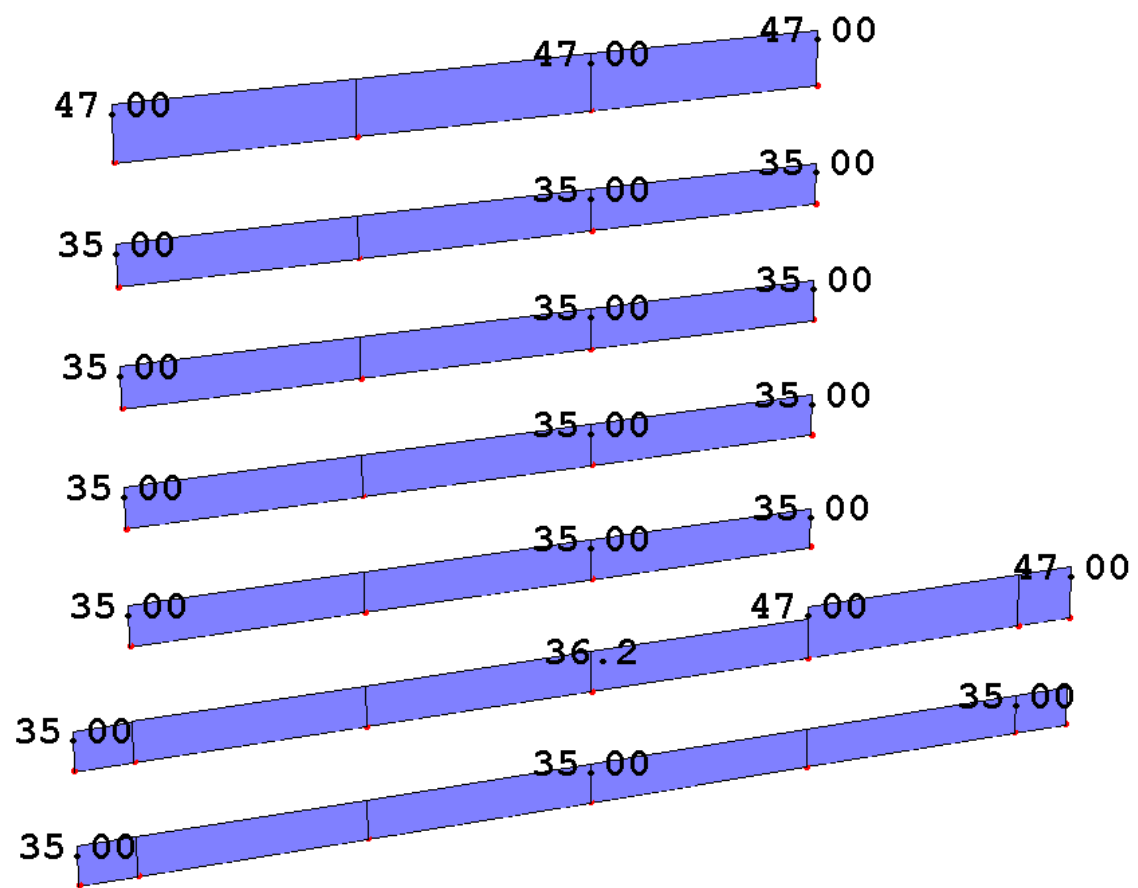
In termini di verifica si farà riferimento alla verifica di resistenza calcolata ricorrendo al metodo delle tensioni ammissibili nel caso di combinazione dei carichi nominale.

Il calcestruzzo di riferimento è quello classe C25/30 come emerge chiaramente dalle tavole del progetto strutturale depositato.

Tab. 2 - tensioni ammissibili per il calcestruzzo

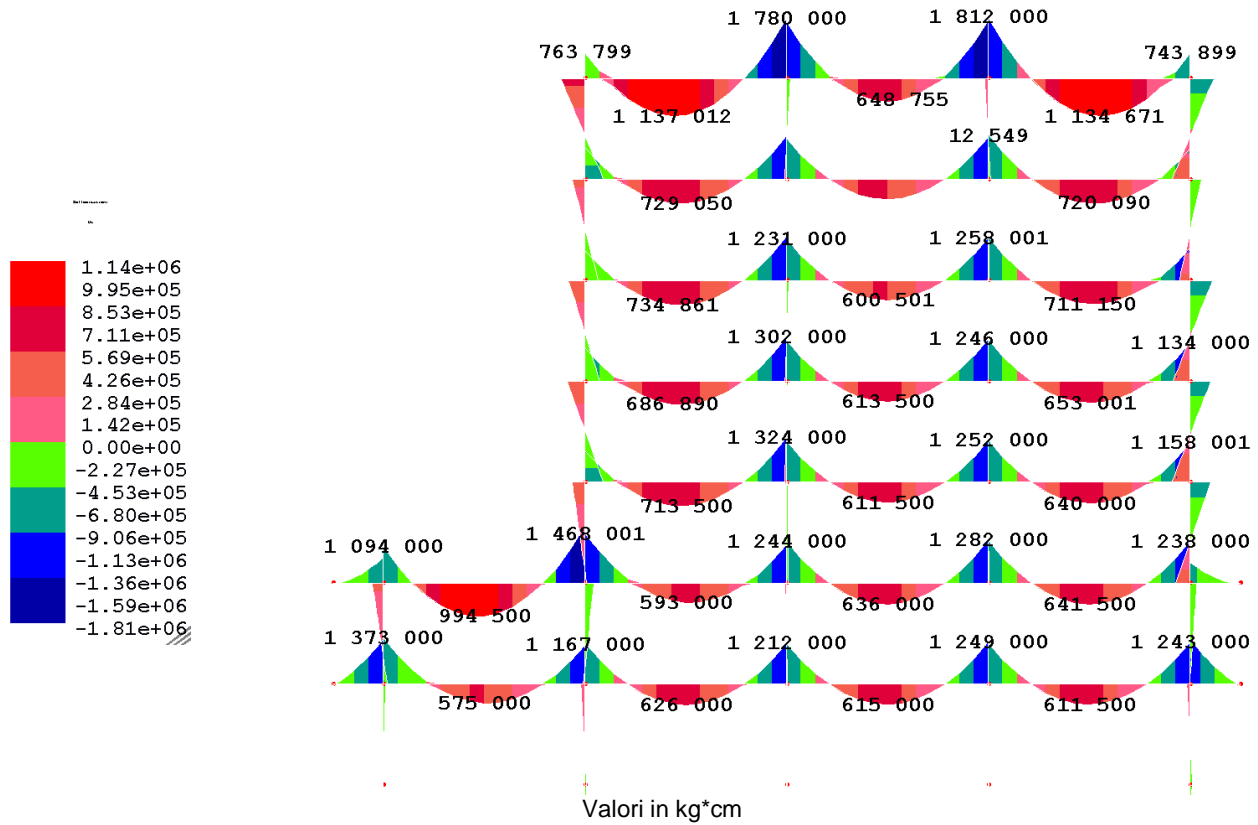
classe	C20/25	C25/30	C28/35	C32/40
R_{ck}	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
$\bar{\sigma}_c$	8.50 MPa	9.75 MPa	11.00 MPa	12.25 MPa
$\bar{\tau}_{c0}$	0.53 MPa	0.60 MPa	0.67 MPa	0.73 MPa
$\bar{\tau}_{c1}$	1.69 MPa	1.83 MPa	1.97 MPa	2.11 MPa
$1.1 \bar{\tau}_{c1}$	1.85 MPa	2.01 MPa	2.17 MPa	2.33 MPa

DIAGRAMMA DI CARICO SULLE TRAVI

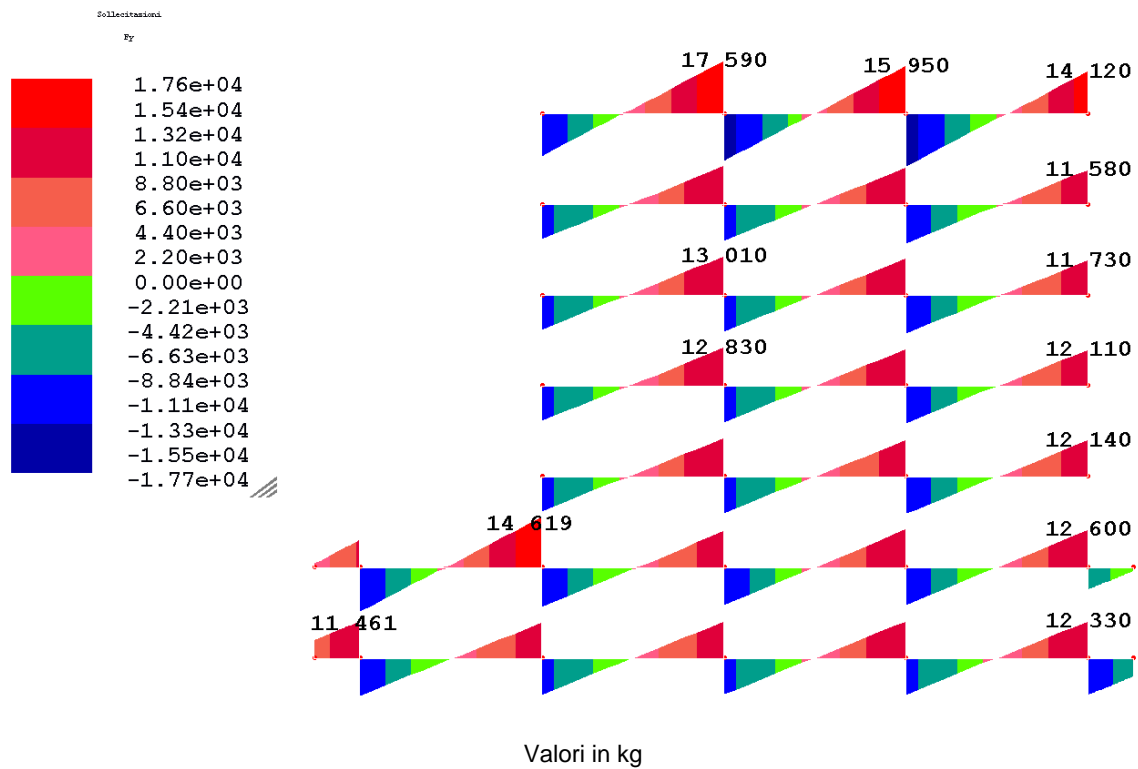


CARICHI LINEARI IN KG/CM

TRAVI - SOLLECITAZIONI FLESSIONALI



TRAVI - SOLLECITAZIONI DI TAGLIO



VERIFICA DI RESISTENZA PER TRAVE DI PIANO PRIMO

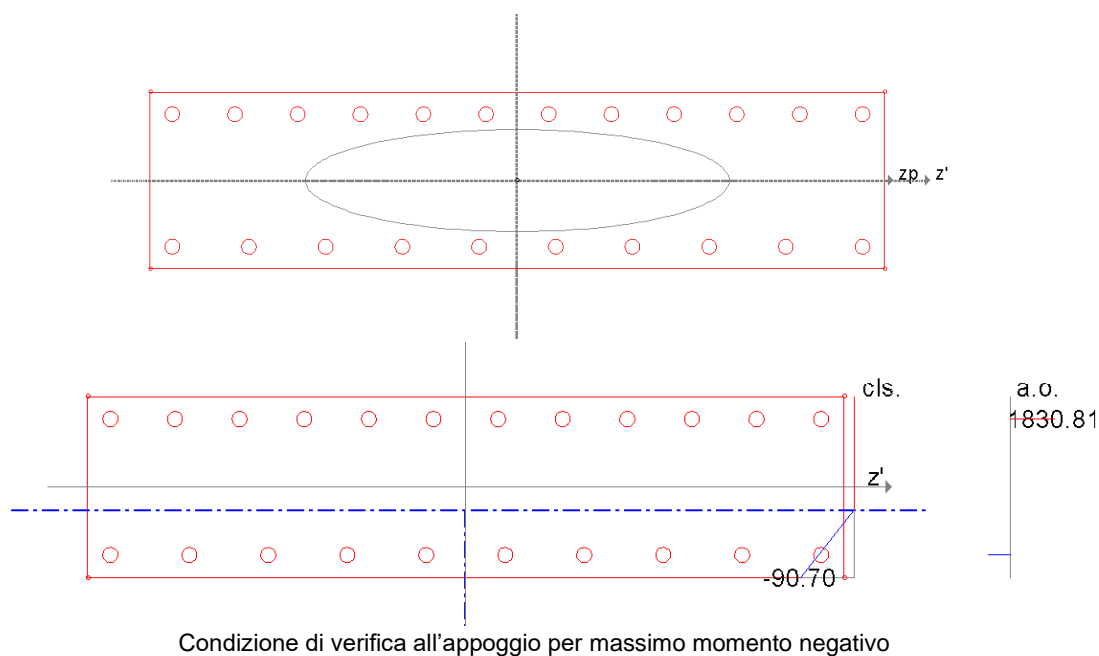
La trave del telaio a piano primo è ordita nella direzione ortogonale al telaio

VERIFICA DI RESISTENZA PER TRAVE DI PIANO SECONDO

Dimensioni: 100x24 cm

Armatura: 10+10 diam. 20 mm – staffe 1 Φ 8/15 cm a due bracci

Armatura aggiuntiva: 2 diam. 20 mm sup. agli appoggi con tratto inclinato a 45° per il taglio.



Sollecitazioni agenti

Sforzo normale $N = -0.000$

Momento flettente $M_z = -1243000.000$

Momento flettente $M_y = 0.000$

Punti estremi dell'asse neutro

z'	y'
-50.0	-3.0
50.0	-3.0

Tensioni calcestruzzo

z'	y'	Tens
-50.0	-12.0	-90.7
-50.0	12.0	0.0
50.0	12.0	0.0
50.0	-12.0	-90.7

Tensione massima nel calcestruzzo

z'	y'	Tens
-50.0	-12.0	-90.7

Tensioni armature

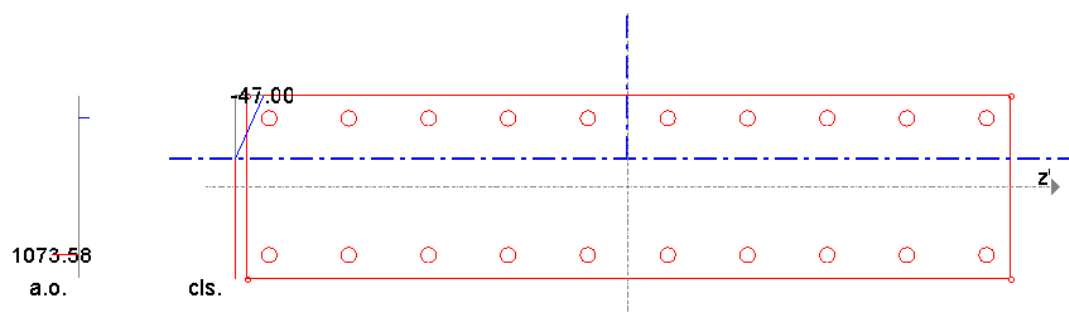
z'	y'	d	Tens
-47.0	-9.0	20.0	-904.6
-47.0	9.0	20.0	1830.8
47.0	9.0	20.0	1830.8
47.0	-9.0	20.0	-904.6
-38.5	9.0	20.0	1830.8

-29.9	9.0	20.0	1830.8
-21.4	9.0	20.0	1830.8
-12.8	9.0	20.0	1830.8
-4.3	9.0	20.0	1830.8
4.3	9.0	20.0	1830.8
12.8	9.0	20.0	1830.8
21.4	9.0	20.0	1830.8
29.9	9.0	20.0	1830.8
38.5	9.0	20.0	1830.8
-36.6	-9.0	20.0	-904.6
-26.1	-9.0	20.0	-904.6
-15.7	-9.0	20.0	-904.6
-5.2	-9.0	20.0	-904.6
5.2	-9.0	20.0	-904.6
15.7	-9.0	20.0	-904.6
26.1	-9.0	20.0	-904.6
36.6	-9.0	20.0	-904.6

Tensione massima nelle armature

z'	y'	d	Tens
47.0	9.0	20.0	1830.8

In termini di tensioni ammissibili la sezione all'appoggio possiede



Condizione di verifica in campata per massimo momento positivo

Ascissa x: 300.00 Combinazione di carico: 1
 Sollecitazioni agenti
 Sforzo normale N = -0.000
 Momento flettente Mz = 611500.000
 Momento flettente My = 0.000

Punti estremi dell'asse neutro

z'	y'
-50.0	3.7
50.0	3.7

Tensioni calcestruzzo

z'	y'	Tens
-50.0	-12.0	0.0
-50.0	12.0	-47.0
50.0	12.0	-47.0
50.0	-12.0	0.0

Tensione massima nel calcestruzzo

z'	y'	Tens
50.0	12.0	-47.0

Tensioni armature

z'	y'	d	Tens
----	----	---	------

-47.0	-9.0	20.0	1073.6
-47.0	9.0	20.0	-450.9
47.0	9.0	20.0	-450.9
47.0	-9.0	20.0	1073.6
-36.6	-9.0	20.0	1073.6
-26.1	-9.0	20.0	1073.6
-15.7	-9.0	20.0	1073.6
-5.2	-9.0	20.0	1073.6
5.2	-9.0	20.0	1073.6
15.7	-9.0	20.0	1073.6
26.1	-9.0	20.0	1073.6
36.6	-9.0	20.0	1073.6
-36.6	9.0	20.0	-450.9
-26.1	9.0	20.0	-450.9
-15.7	9.0	20.0	-450.9
-5.2	9.0	20.0	-450.9
5.2	9.0	20.0	-450.9
15.7	9.0	20.0	-450.9
26.1	9.0	20.0	-450.9
36.6	9.0	20.0	-450.9

Tensione massima nelle armature

z'	y'	d	Tens
-47.0	-9.0	20.0	1073.6

VERIFICA A TAGLIO

La presenza di staffe correnti diametro 8 mm a due bracci a passo 12,5 cm viene integrata all'appoggio dalla presenza di n. 2 ferri piegati diam. 20 mm – di area equivalente pari a 2*2,22 da distribuire nei primi 25 cm di trave da filo pilastro.

Ciò significa avere staffe diam. 8 mm passo 12,5 a tre bracci oppure staffe diam. 8 mm a due bracci passo 9 cm.

Si verifica la sezione a taglio con quest'ultima configurazione di armatura all'appoggio.

$V_{max} = 12330 \text{ kg}$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

Tensione massima taglio:	6.23
Armatura trasversale minima per unita' di lunghezza (cm^2/m):	23.50
Staffe a 2 bracci (minimo) (in accordo con i minimi di norma per travi):	ø8/9.8cm

La sezione è verificata a taglio.

VERIFICA DI RESISTENZA PER TRAVE DI PIANO TERZO

Dimensioni: 100x24 cm

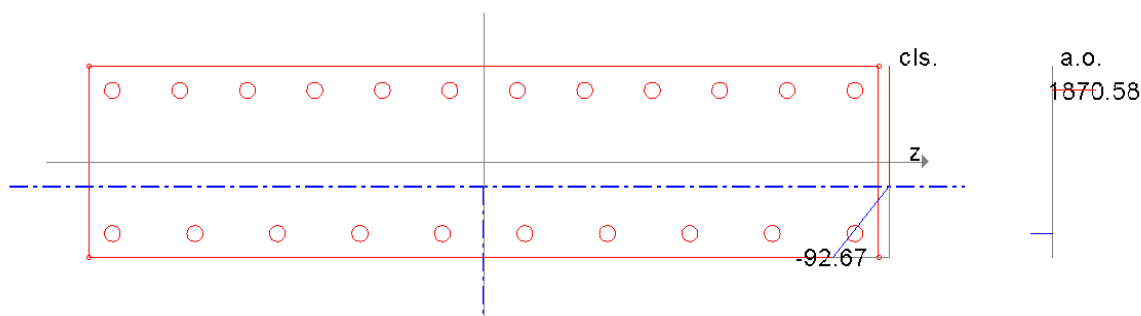
Armatura: 10+10 diam. 20 mm – staffe 1 Φ 8/15 cm a due bracci

Armatura aggiuntiva: 2 diam. 20 mm sup. agli appoggi con tratto inclinato a 45° per il taglio.

VERIFICA ALLA SEZIONE DI APPOGGIO

M_{\max} in asse pilastro: 14.680 kg*m

Momento di verifica "ridistribuito" a filo pilastro: 12.700 kg*m



Sollecitazioni agenti

Sforzo normale N = 0.000

Momento flettente Mz = -1270000.000

Momento flettente My = 0.000

Punti estremi dell'asse neutro

z	y
-50.0	-3.0
50.0	-3.0

Tensioni calcestruzzo

z	y	Tens
-50.0	-12.0	-92.7
-50.0	12.0	0.0
50.0	12.0	0.0
50.0	-12.0	-92.7

Tensione massima nel calcestruzzo

z	y	Tens
-50.0	-12.0	-92.7

Tensioni armature

z	y	d	Tens
-47.0	-9.0	20.0	-924.3
-47.0	9.0	20.0	1870.6
47.0	9.0	20.0	1870.6
47.0	-9.0	20.0	-924.3
-38.5	9.0	20.0	1870.6
-29.9	9.0	20.0	1870.6
-21.4	9.0	20.0	1870.6
-12.8	9.0	20.0	1870.6
-4.3	9.0	20.0	1870.6
4.3	9.0	20.0	1870.6
12.8	9.0	20.0	1870.6
21.4	9.0	20.0	1870.6
29.9	9.0	20.0	1870.6
38.5	9.0	20.0	1870.6
-36.6	-9.0	20.0	-924.3
-26.1	-9.0	20.0	-924.3
-15.7	-9.0	20.0	-924.3
-5.2	-9.0	20.0	-924.3

5.2	-9.0	20.0	-924.3
15.7	-9.0	20.0	-924.3
26.1	-9.0	20.0	-924.3
36.6	-9.0	20.0	-924.3

Tensione massima nelle armature

z	y	d	Tens
38.5	9.0	20.0	1870.6

VERIFICA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA PIU' SOLLECITATA

$M_{max} = 9.945 \text{ kg}\cdot\text{m}$

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-65.59	-747.48
bordo inferiore:	Allungamento	1616.45
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		8.324
Area totale acciaio superiore (cm ²):		31.42
Area totale acciaio inferiore (cm ²):		31.42

VERIFICA A TAGLIO

La presenza di staffe correnti diametro 8 mm a due bracci a passo 12,5 cm viene integrata all'appoggio dalla presenza di n. 2 ferri piegati diam. 20 mm – di area equivalente pari a 2*2,22 da distribuire nei primi 25 cm di trave da filo pilastro.

Ciò significa avere staffe diam. 8 mm passo 12,5 a tre bracci oppure staffe diam. 8 mm a due bracci passo 9 cm.

Si verifica la sezione a taglio con quest'ultima configurazione di armatura all'appoggio.

$V_{max} = 14.619 \text{ kg}$

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

Tensione massima taglio:	7.38
Armatura trasversale minima per unita' di lunghezza (cm ² /m):	27.86
Staffe a 2 bracci (minimo) (in accordo con i minimi di norma per travi):	ø8/8.3cm

La sezione, seppur di poco, non è verificata a taglio.

Per le zone con maggior carico (400 kg/mq) è presumibile dover intervenire con alcuni rinforzi a taglio per le travi più sollecitate.

VERIFICA DI RESISTENZA PER TRAVI LIVELLI INTERNI SUPERIORI

Dimensioni: 100x24 cm

Armatura: 9+9 diam. 20 mm – staffe 1Φ8/15 cm a due bracci

Armatura aggiuntiva: 2 diam. 20 mm sup. agli appoggi con tratto inclinato a 45° per il taglio.

VERIFICA ALLA SEZIONE DI APPOGGIO

M_{max} in asse pilastro: 13.340 kg*m

Momento di verifica “ridistribuito” a filo pilastro: 11.900 kg*m

V_{max} : 12.200 kg*m

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	Allungamento	1769.98
bordo inferiore:	-79.37	-921.47
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		8.847
Area totale acciaio superiore(cm ²):		34.56
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		28.27

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

Tensione massima taglio:	6.16
Armatura trasversale minima per unita' di lunghezza (cm ² /m):	23.25
Staffe a 2 bracci (minimo) (in accordo con i minimi di norma per travi):	ø8/10.0cm

VERIFICA A TAGLIO E FLESSIONE ALL'APPOGGIO SODDISFATTE

VERIFICA IN MEZZERIA DELLA CAMPATA PIU' SOLLECITATA

$M_{max} = 7.350$ kg*m

	Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
bordo superiore:	-51.68	-584.17
bordo inferiore:	Allungamento	1325.93
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		8.117
Area totale acciaio superiore(cm ²):		28.27
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		28.27

VERIFICA FLESSIONE IN CAMPATA SODDISFATTA

VERIFICA DI RESISTENZA PER TRAVI LIVELLO COPERTURA

Dimensioni: 100x24 cm

Armatura: 10+10 diam. 20 mm – staffe 1Φ8/15 cm a due bracci

Armatura aggiuntiva: 2 diam. 20 mm sup. agli appoggi con tratto inclinato a 45° per il taglio.

VERIFICA ALLA SEZIONE DI APPOGGIO

M_{max} in asse pilastro: 18.120 kg*m

Momento di verifica “ridistribuito” a filo pilastro: 15.900 kg*m

V_{max} : 16.450 kg*m

RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Tensioni calcestruzzo	Tensioni acciaio
-----------------------	------------------

bordo superiore:	Allungamento	2168.59
bordo inferiore:	-100.11	-1168.05
Distanza asse neutro dal bordo compresso:		9.001
Area totale acciaio superiore(cm ²):		37.70
Area totale acciaio inferiore(cm ²):		31.42

RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

Tensione massima taglio:	8.31
Armatura trasversale minima per unita' di lunghezza (cm ² /m):	31.35
Staffe a 2 bracci (minimo) (in accordo con i minimi di norma per travi):	ø8/7.4cm

VERIFICA A FLESSIONE ALL'APPOGGIO E A TAGLIO DI POCO NON SODDISFATTE

Concludendo, pur riscontrando in alcuni casi (quelli con carico variabile più elevato) situazioni di non verifica in termini di carichi statici, si riscontra una complessiva verifica degli elementi strutturali del telaio tipo. L'ipotesi progettuale da adottare è quella che prevede una certa ridistribuzione delle sollecitazioni laddove la struttura offra capacità maggiori non completamente sfruttate che consenta di poter effettuare verifiche a carichi nominali con valori superiori a quelli previsti originariamente. E' chiaro che trasformazioni sistematiche in aumento del regime dei carichi rispetto a quello attuale dovrà necessariamente produrre riverifiche in campo statico del sistema strutturale orizzontale e verticale secondo la normativa attuale decisamente impegnative senza il ricorso a diffusi interventi di rinforzo.

PROCEDURA DI VERIFICA DEL LIVELLO DI SICUREZZA STATICO

In sede di progetto di svilupperà una procedura di calcolo idonea per determinare il livello di sicurezza della struttura attuale della struttura nel rispetto dei criteri di verifica vigenti all'epoca della originaria certificazione delle portate nominali. Questo è consentito se sulla costruzione non intervengono dissesti, cambiamenti d'uso o fenomeni straordinari che possano far presumere una modifica della capacità di resistenza degli elementi strutturali oggetto di verifica.

PROCEDURA DI VERIFICA DEL LIVELLO DI SICUREZZA SISMICO

In campo sismico la struttura dovrà essere valutata ripercorrendo il percorso di verifica previsto dalla normativa tecnica vigente in materia di costruzioni esistenti in c.a. Tale processo di verifica dovrà essere condotto sia per lo stato di fatto sia per lo stato di progetto nell'ottica di un intervento in grado di rinforzare una parte degli elementi strutturali della costruzione per azioni di tipo sismico. Nel caso in esame si ipotizzano interventi di miglioramento sismico ai sensi di quanto previsto dalle NTC 2018 in materia di interventi su costruzioni esistenti.

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi. A tale scopo, le NTC introducono due nuovi parametri che costituiscono fattori indicativi per un rapido confronto tra l'azione sopportabile da una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche (periodo proprio, fattore di comportamento ecc.). Il parametro di confronto dell'azione sismica da adottare per la definizione di ζ_E è, salvo casi particolari, l'accelerazione al suolo a_g .
- $\zeta_{v,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i -esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Chiaramente la struttura non è dotata di specifici dispositivi antisismici in termini di quantitativi di armatura, rapporti di gerarchia tra travi e pilastri, presenza di opportuni elementi dissipativi di controventamento; anche la stessa presenza di telai orditi in un'unica direzione consente di affermare che la struttura potrà avere comportamenti diversi a seconda della direzione di ingresso del sisma. Certamente la presenza di solai consistenti di tipo latero cementizio con cappa armata collaborante determina un chiaro comportamento della struttura alle azioni orizzontali caratterizzato dalla presenza di piani rigidi.

Altro aspetto importante da tenere in conto nella valutazione della sicurezza sismica della costruzione esistente è la presenza e la disposizione delle tamponature esterne più consistenti. E' noto infatti come tali elementi non strutturali hanno forte rilevanza nel comportamento sotto azioni orizzontali di strutture non specificatamente calcolate per tale input.

Si dovrà pertanto valutare:

- mediante un'analisi storico critica, identificare le vicende costruttive, eventuali dissesti, i cimenti subiti dall'edificio, eventuali trasformazioni d'uso o di configurazione delle parti non strutturali che possono incidere sulla parte strutturale;
- il rilievo geometrico strutturale degli elementi strutturali in modo da verificarne la coerenza con il progetto ed in modo da rendere attendibile il modello di calcolo da implementare; disponendo del progetto completo delle strutture della costruzione sarà

opportuno indagare la reale corrispondenza tra progetto e stato dell'arte mediante alcuni rilievi metrici delle principali dimensioni (interpiani, campi di solaio, luce delle travi, dimensioni dei pilastri e travi, posizione delle tamponature e loro composizione con determinazione della reale incidenza delle aperture) e ricostruendo la geometria e la consistenza dei principali dettagli costruttivi.

- il regime dei carichi effettivamente agente sulla costruzione (dettagliando le stratigrafie dei vari livelli e valutando analiticamente ad esempio la composizione di massetti e sottofondi e la reale incidenza a mq delle tramezzature);
- l'input sismico per il sito in esame ricorrendo ai valori indicati dalla norma con riferimento alla accelerazione massima per sottosuolo di tipo A ed a specifiche valutazioni e indagini da eseguire in sito mediante campagna geognostica e di caratterizzazione sismica del sottosuolo.

Si valuterà in particolare l'azione sismica valutata con tempo di ritorno di 475 anni per edificio in classe d'uso II e vita di riferimento pari a 50 anni. Lo spettro di progetto sarà quello allo Stato Limite di Salvaguardia della vita ridotto, rispetto allo spettro elastico di un opportuno coefficiente di struttura (variabile tra 1,5 e 3,00 per costruzioni esistenti in c.a.).

- Considerato il possibile intervento in progetto sarà opportuno caratterizzare quindi al meglio i materiali (di cui sono già disponibili ampie certificazioni e prove di collaudo) pervenendo così ad un livello ADEGUATO di conoscenza della struttura nei termini previsti dalle NTC 2018.
- Per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è possibile riferirsi anche alle norme dell'epoca della costruzione.

Calcestruzzo: si fa riferimento alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, in generale, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e dell'allungamento. Nel caso in esame si potrà fare riferimento ai risultati dei certificati di prova disponibili condotti al momento della costruzione dell'edificio e rispondenti ai criteri della normativa dell'epoca di costruzione.

Si dovrà pervenire ad un numero di prove esaustive in grado di consentire l'adozione di un livello di conoscenza ADEGUATO concentrando in particolare la conoscenza sui dettagli che l'analisi individuerà come maggiormente critici o zone di struttura meno dettagliate nel progetto disponibile o sottoposte a maggior cimento.

- Considerata la ripetitività delle strutture orizzontali, appare in questo senso necessario procedere con indagini puntuali (distruttive e non distruttive) in grado di restituire non tanto la resistenza media del calcestruzzo in opera quanto soprattutto la consistenza meccanica (armatura) di alcuni elementi trave, dei travetti di solaio delle zone di nodo di estremità delle travi.
- Una volta definiti i parametri di ingresso di definizione della struttura e delle azioni su di essa agenti, si procederà all'implementazione di modello di un calcolo automatico tridimensionale (modello fem) in grado di simulare nella geometria e nella meccanica lo scheletro strutturale e di riprodurre il comportamento in campo sismico.

- Assunto un livello di conoscenza adeguato la struttura potrà essere studiata ricorrendo a tutti i metodi previsti dalla normativa tecnica e dalla circolare esplicativa.

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con indagini <i>limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

- Nel caso in esame si individua l'analisi dinamico modale in campo lineare quella che meglio potrà riprodurre il comportamento strutturale e la valutazione delle sollecitazioni in gioco sui singoli elementi. La procedura sarà di tipo iterativo con un progressivo incremento dell'input sismico volto a stabilire quello che determina l'innescio del primo meccanismo duttile/fragile sugli elementi strutturali della costruzione. Allo stesso modo, nella configurazione di progetto sarà possibile comprendere se, per medesimo input sismico, gli interventi adottati di rinforzo avranno prodotto la completa verifica degli elementi precedentemente non sicuri. In altri termini l'aumento di capacità dei diversi elementi soggetti all'intervento di rinforzo dovrà globalmente innalzare l'input sismico che produce la rottura del primo elemento nella configurazione rinforzata.
- Il fattore di comportamento q è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali (quando soggetti alle azioni non sismiche). Per il caso in esame sarà opportuno adottare un fattore prossimo a 1,5 non riconoscendo criteri costruttivi tali da consentire alla struttura risposte spiccatamente di tipo duttile.
- I fattori di confidenza indicati nella Tabella C8.5.III della circolare esplicativa servono a un duplice scopo:
 - per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;
 - per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.
- Nel caso di analisi lineare con fattore di struttura q o di analisi non lineare, per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC , per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale. Per i materiali nuovi o aggiunti si impiegano i valori di progetto.
- La determinazione della capacità dei singoli elementi strutturali (meccanismi duttili per flessione in travi e pilastri – meccanismi fragili di taglio per travi e pilastri) è anch'essa ben definita dalle norme tecniche al capitolo 8 della norma e della circolare.
- Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:
 - “duttile”: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;

- “fragili”: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;
Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.
- La capacità in termini di deformazione è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”) $\{\vartheta$ dell’elemento, data dal rapporto tra lo spostamento relativo tra la sezione d’estremità e la sezione caratterizzata da momento flettente nullo e la loro distanza, pari alla luce di taglio $L_v = M/V$.

La capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), ϑ_{SD} , può essere assunta pari a 3/4 del valore ϑ_u valutato per lo SLC.

In termini di taglio dovute ai soli carichi gravitazionali, vale quanto indicato per le condizioni non sismiche al § 4.1.2.3.5 delle NTC, facendo in generale riferimento al § 4.1.2.3.5.2, considerando per le travi il contributo delle barre di armatura piegate ove presenti.

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull’elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell’elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

La formula di calcolo in via generale da impiegare per la determinazione del taglio resistente nelle travi di strutture esistenti è la seguente:

La resistenza a taglio V_R in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base dei tre contributi dovuti all’entità dello sforzo normale N , al calcestruzzo e all’acciaio, nonché dell’interazione con la rotazione flessionale dell’elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità, $\mu_{\Delta,pl}$.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta,pl})) \right] \left[0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \quad [C8.7.2.8]$$

(unità di misura MN, m) dove:

γ_{el} = 1.15 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari (come definiti al § 7.2.3 delle NTC);

h è l’altezza totale della sezione;

x è l’altezza della zona compressa della sezione (profondità dell’asse neutro);

N è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a zero se di trazione);

L_v è la luce di taglio;

A_c è l’area della sezione pari a $(b \times d)$ per la sezione rettangolare e $\pi D_c^2/4$ per quella circolare (dove $D_c = D - 2c - d_{bw}$, essendo D il diametro della sezione, c il copriferro, d_{bw} il diametro delle staffe);

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli elementi sismici primari il valore di f_c deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;

ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;

V_w è il contributo dell’armatura trasversale per la resistenza a taglio definito come segue:

– sezioni rettangolari:

$$V_w = \rho_{sv} b_w z f_y \quad [C8.7.2.9]$$

In conclusione, il procedimento illustrato per condurre la verifica di sicurezza sismica dell’edificio in oggetto è un procedimento in grado di quantificare, in relazione alle capacità della struttura prima e dopo gli interventi, il livello di intensità sismica per il sito di riferimento che produce sulla struttura la formazione del primo meccanismo Duttile/Fragile. Sulla struttura esistente sarà ingegneristicamente significativo seguire la progressione dei meccanismi di danno in modo da pianificare gli interventi conseguentemente cioè intercettando in particolare i meccanismi che maggiormente influenzano il comportamento della struttura già per bassi valori dell’input sismico.

VERIFICA DELLO STATO DI CONSERVAZIONE

Lo stato di conservazione degli elementi portanti e dei materiali impiegati risulta – da un esame solo visivo – generalmente discreto. Il sopralluogo degli ambienti ispezionabili ha permesso di riscontrare solo alcuni punti di degrado di elementi portanti: distacco di fondelli di pignatte e di copriferro di travi, fenomeni di inizio di delaminazione di armature. Questi problemi sono localizzati in pochi elementi, probabilmente indotti da infiltrazioni di acqua e non causati da vulnerabilità del calcestruzzo per degrado da invecchiamento. Pertanto, si prevede di prescrivere solo alcuni controlli distruttivi del conglomerato, cioè saggi consistenti in prove di compressione di carote prelevate dai setti dell'interrato e dei vani dei collegamenti verticali. Mentre verrà richiesta una semplice campagna di saggi non invasivi (ad esempio ultrasuoni) estesa alle parti di CA a vista. Altrettanto necessario sarà programmare alcune prove di carico degli impalcati per controllare il mantenimento del comportamento reologico originario (esistono verbali delle prove effettuate al momento del collaudo) e la rispondenza delle membrature alle prescrizioni del progetto del 1979 e alle nuove soluzioni architettoniche.

Non si ritengono strettamente necessarie indagini geognostiche qualora si possano acquisire i risultati di prove, effettuate nelle zone adiacenti, che permettano una realistica caratterizzazione dei parametri geotecnici del substrato di fondazione. Considerato che nel progetto originario sono state omesse le verifiche di calcolo (obbligatorie solo dal Marzo 1988) di capacità portante delle fondamenta e di interazione terreno-strutture per l'ammissibilità di possibili cedimenti differenziali, si ritengono indispensabili queste specifiche valutazioni analitiche.

STIMA DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN NASTRO DI FONDAZIONE

Si riporta di seguito, con riferimento ad indagini geognostiche disponibili per siti prossimi a quello di intervento (cimitero urbano di Carpi), la valutazione del carico limite terreno – fondazione in condizioni di carico statiche.

APPROVATO CON DELIBERAZIONE C.C. n. 59 DEL 26/3/96 - Prev. 9/96 **COPIA**

REGIONE EMILIA ROMAGNA
PROVINCIA DI MODENA
COMUNE DI CARPI

APPROVATO CON DELIBERAZIONE C.C. n. 184 del 26.8.96

50

**RELAZIONE GEOLOGICA INERENTE
L'AMPLIAMENTO SUL LATO SUD-OVEST
DEL CIMITERO URBANO DI CARPI**

COMUNE DI CARPI
Autenticazione di Copia
(Articoli 7 e 14 - Legge 04/01/1968, n° 15)
Settore F1 - Edilizia Pubblica e Patrimonio Immobiliare

La presente copia, composta di n° 37 fogli,
è conforme all'originale:

☐ emesso da questo Ufficio
☒ esistente presso questo Ufficio

CARPI 23 FEB. 1996

Carpi, Li 05.08.96 IL RESPONSABILE DEL SETTORE
Edilizia Pubblica e Patrimonio Immobiliare
Dott. Arch. Giovanni Gatti

Per Presa Visione:
Architetto Comunale
con funzioni di Ingegnere
ai sensi della D.C. n. 775 del 3/12/1985

RESPONSABILE DEL SETTORE
Edilizia Pubblica e Patrimonio Immobiliare
Dott. Arch. Giovanni Gatti

Per Presa Visione:
L'ESPRESSO ALL'EDILIZIA PUBBLICA
E PATRIMONIO IMMOBILIARE
Maurizio Belincasa

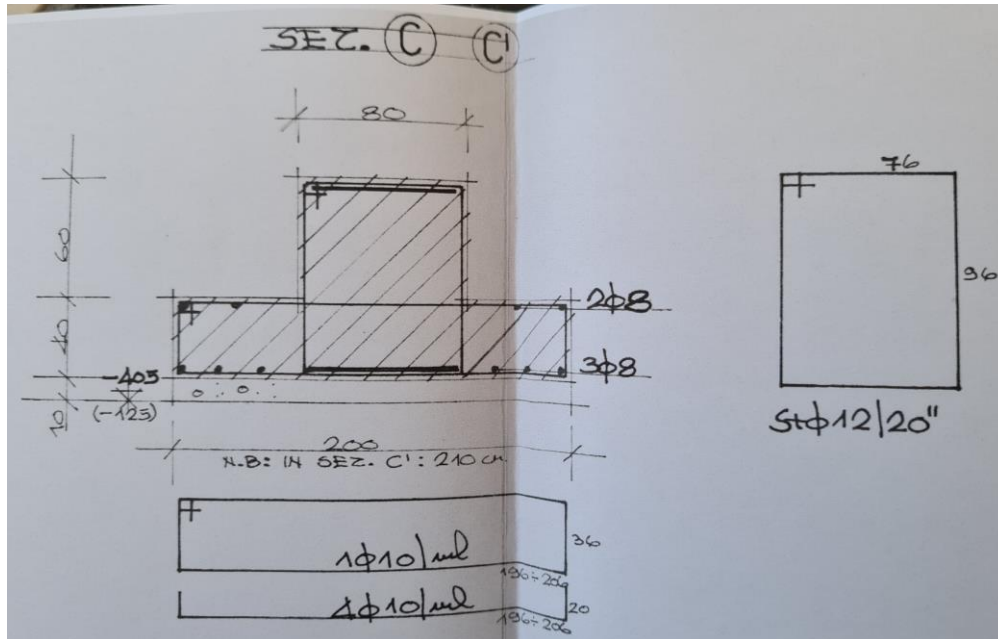
9 Agosto 1995

Il Tecnico:
Dott. Geol. ANDREA DOLCINI
Via San Zeno, n° 55 - Fr. Montale
41050 Castelnovo Rangone (Mo)
Tel. 059/530843

Committente:
COMUNE DI CARPI
Settore B2
Via S. Manicardi, n° 39
41012 CARPI (MO)

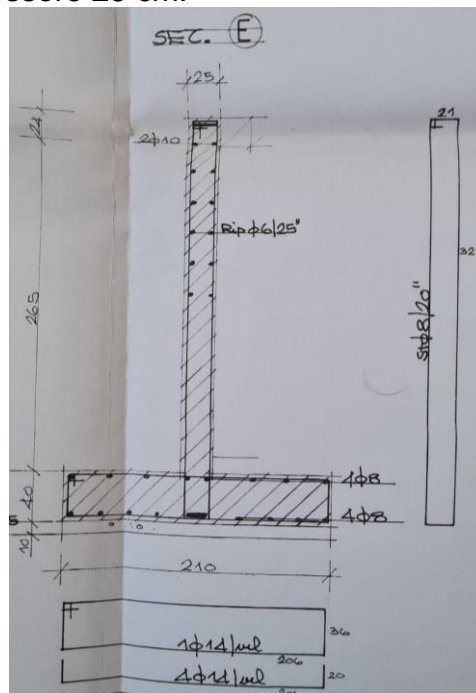
La stima della capacità portante viene condotta con riferimento a:

- Tipologia di fondazione: superficiale di tipo nastriforme interamente realizzata in c.c.a. La geometria della struttura in fondazione inverte la direzione dei telai trasversali ai piani superiori. Lungo le direttrici longitudinali sono presenti 4+1 nastri di fondazione continue in c.c.a. Negli allineamenti interni sono presenti nastri di fondazione con sezione a T rovescia come da schema di seguito allegato.



Geometria sezione corrente trave di fondazione interna

In corrispondenza degli allineamenti esterni sono sulla ciabatta di fondazione si innestano dei veri e propri muri in c.a. di spessore 25 cm.



Geometria sezione corrente trave di fondazione longitudinale di bordo

Sono presenti nastri di fondazione con quota di fondo scavo impostata a quote diverse.
 Dal punto di vista geotecnico e per le profondità di interesse (altezza di sottosuolo interessato dalle tensioni dovute al fabbricato pari a circa 1,2-1,50 volte l'altezza dell'edificio) il sottosuolo di fondazione viene identificato in un'alternanza di materiali fini (argille e limi) da scarsamente a moderatamente consistenti intercalati con sabbie via in modo più marcato procedendo in profondità dove aumenta la consistenza e poi l'addensamento.
 Il comportamento sotto carico del terreno appare governato da assenza di tensioni efficaci in cui a prevalere sono le forze di coesione non drenate tra i granuli (valori molto variabili da 0,6 kg/cmq fino a valori oltre 1,00 kg/cmq).

Si farà pertanto riferimento ai valori (stima cautelativa) dei parametri di resistenza del terreno ipotizzando, in prima approssimazione, un comportamento non drenato del terreno di fondazione.

Coesione non drenata media 0,8 kg/cmq

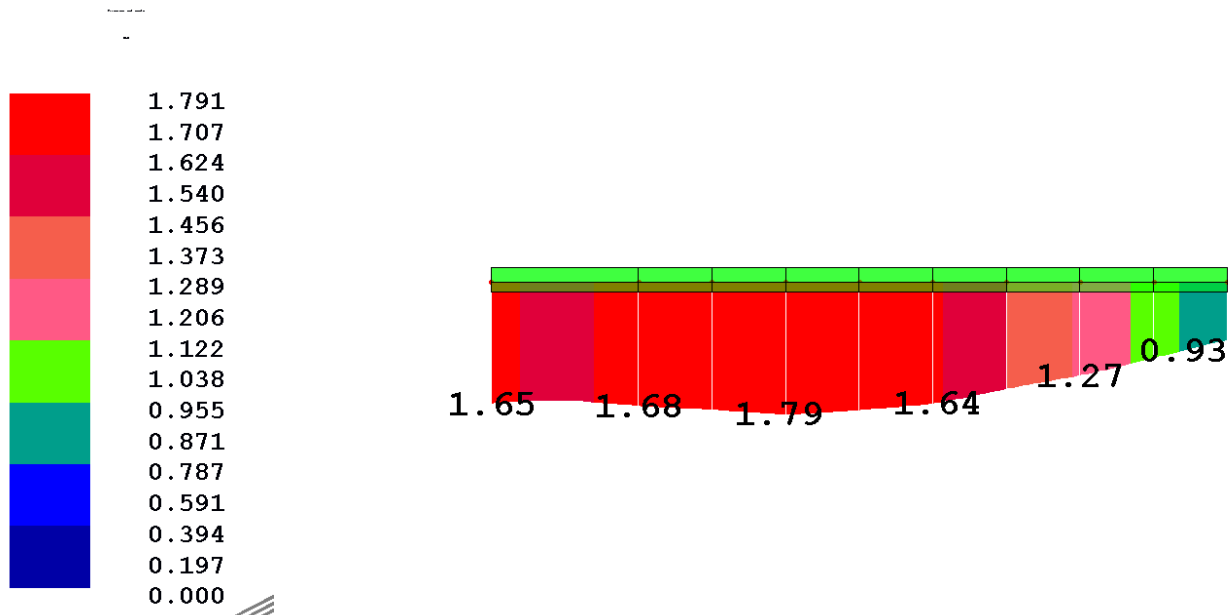
Peso specifico del terreno 1800 kg/cmq

Approfondimento del piano di posa della fondazione: -3,45 m da piano campagna circa.

La valutazione del carico limite è condotta con riferimento ai valori nominali dei carichi verticali in quanto nessuna variazione o dissesto è intervenuto tale da giustificare metodologie di calcolo più aggiornate. Si adotterà un coefficiente di sicurezza sul carico limite pari a 3,00 come previsto dal DM Marzo 88.

Si adotta nella schematizzazione un comportamento del terreno di tipo elastico alla Winkler su letto di molle aventi costante elastica stimata in prima approssimazione pari a 0,5 kg/cmc

Andamento delle pressioni al di sotto della nervatura centrale di fondazione



Con questo regime di pressioni di contatto si ricostruisce la capacità portante della fondazione nell'ipotesi di comportamento non drenato del terreno di fondazione confrontando le resistenze con i carichi agenti sul nastro di fondazione e verificando che il rapporto sia superiore a 3,00.

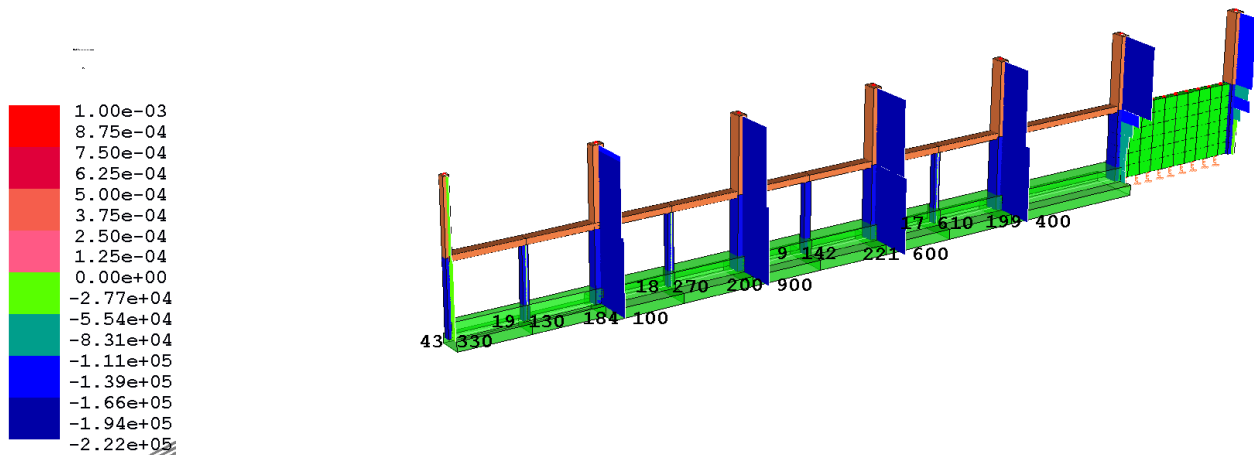
Impronta di base della fondazione: $30 \times 2,20 = 66 \text{ mq}$

Carico complessivo alla base =

$$N = 43.300 + 19.130 + 18.270 + 200.900 + 9.142 + 221.600 + 17.610 + 199.400 = 729.352 \text{ kg}$$

Peso proprio della fondazione: 60.000 kg

Carico totale: 790.000 kg



Carico limite terreno: $5,14 \cdot 0,8 = 4,11 \text{ kg/cmq}$

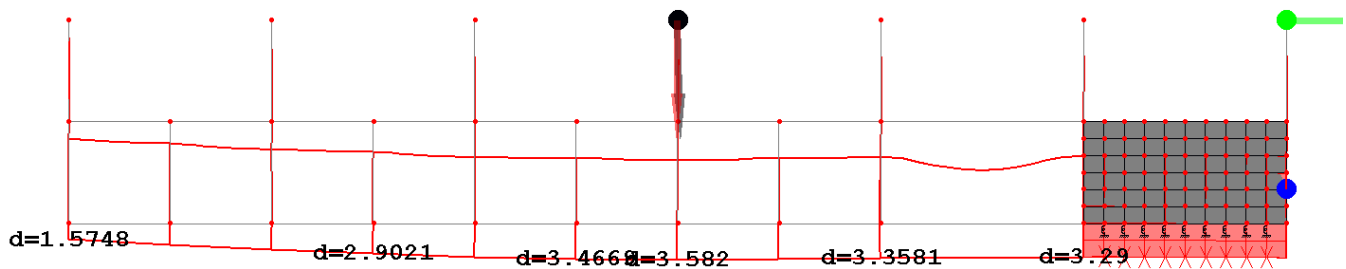
Capacità portante limite del nastro di fondazione: $4,11 \cdot 10000 \cdot 66 = 2.713.920 \text{ kg}$

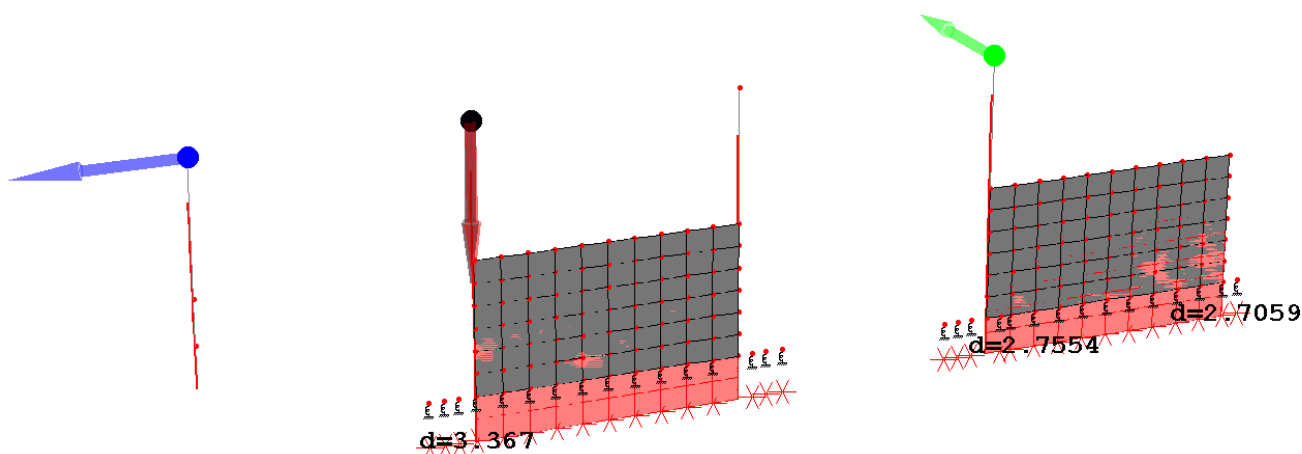
Il rapporto tra resistenza e carichi agenti vale

$$2.713.920 / 790.000 = 3,43 > 3,00 \text{ VERIFICA SODDISFATTA}$$

Per quanto riguarda la stima dei cedimenti differenziali e assoluti si riporta di seguito l'andamento di tali cedimenti elastici che la struttura sviluppa nel corso dell'applicazione dei carichi; considerata l'età della struttura si può pensare che tali cedimenti siano in gran parte già stati scontati al di sotto del piano fondale.

Si prenderanno a riferimento due punti estremi posti al di sotto della fondazione che corre sul medesimo allineamento centrale e due punti estremi posti in direzione trasversale opposta.





Si riconoscono cedimenti differenziali non trascurabili tra la parte a torre e la parte più bassa centrale in prossimità del giunto. L'entità di tali cedimenti differenziali è inferiore a 2,00 cm e appare accettabile per normali costruzioni in cemento armato.

La deformazione trasversale appare più contenuta nell'ordine

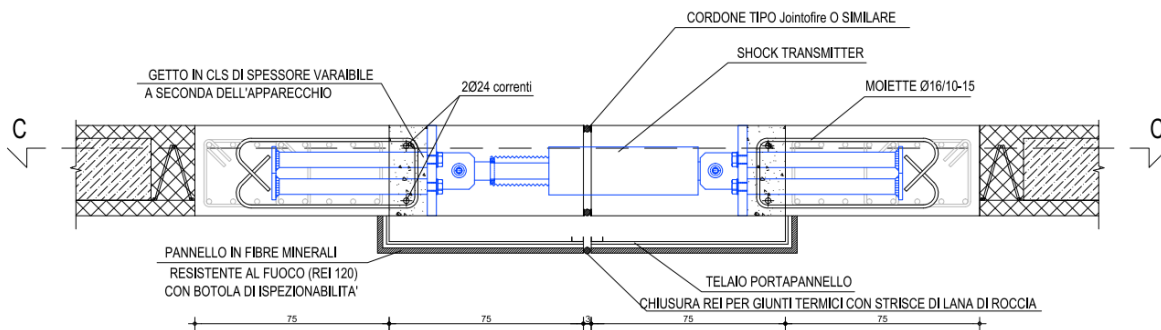
Si aggiunge la considerazione del fatto che tali cedimenti sono scontati per buona parte al momento della costruzione dell'edificio e valutati nell'ipotesi cautelativa di un coefficiente di cedevolezza del terreno piuttosto basso considerata la quota di posa del piano fondale (-3,45 m).

Maggiori dettagli e verifiche analitiche saranno da condurre in sede di approntamento del progetto esecutivo delle strutture di rinforzo.

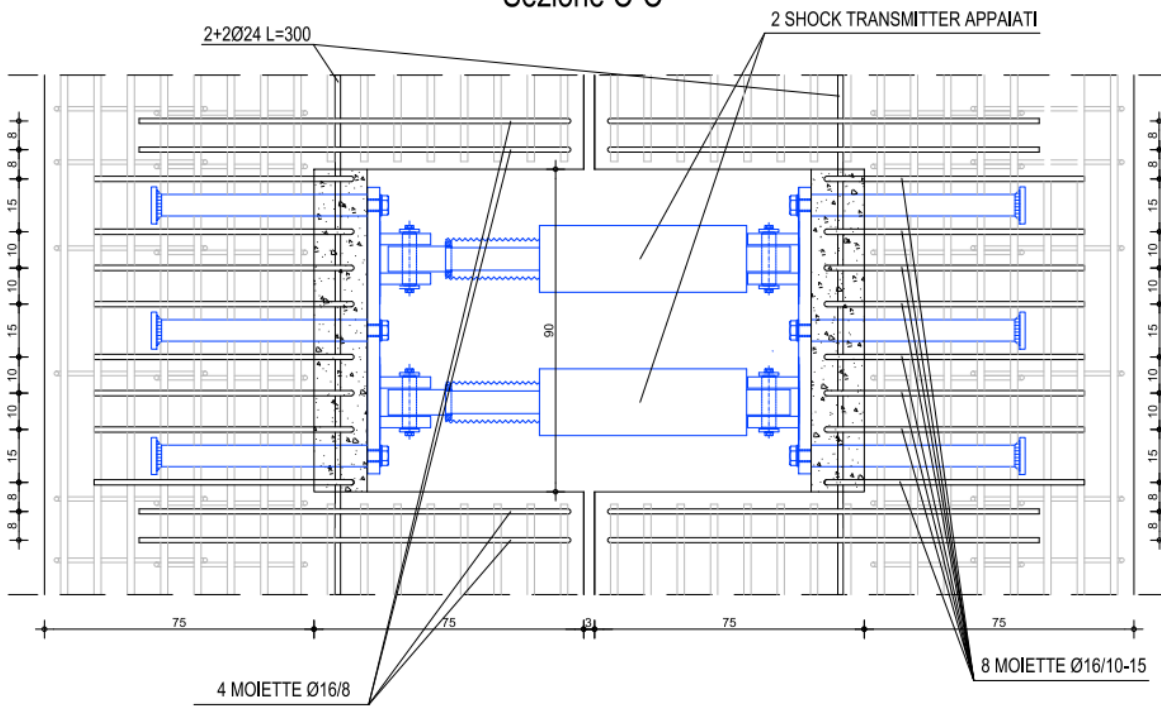
MIGLIORAMENTO DEI LIVELLI DI SICUREZZA STATICA E SISMICA

Si offre di definire una serie di interventi finalizzati all'incremento della funzionalità statica aumentando la capacità portante delle strutture ed ottimizzando la distribuzione delle rigidzze e delle masse delle opere non portanti in coordinamento con il progettista architettonico e la proprietà. In particolare, si prevede: A) Individuare, tramite la modellazione dei telai portanti, interventi puntuali e parziali di cerchiatura dei ritti e di miglioria meccanica dei nodi trave-pilastro. B) Valutare analiticamente e definire opere metalliche indirizzate all'incatenamento trasversale dei telai, all'antiribaltamento dei tamponamenti di bordo e al sostegno precauzionale dei solai. In aggiunta, si prospetta di ottemperare alla presenza dei giunti strutturali tra i corpi di fabbrica, progettando unioni metalliche selettive alle sollecitazioni (Shock Transmitter).

PARTICOLARE ARMATURA DI SOSPENSIONE SHOCK TRANSMITTER



Sezione C-C



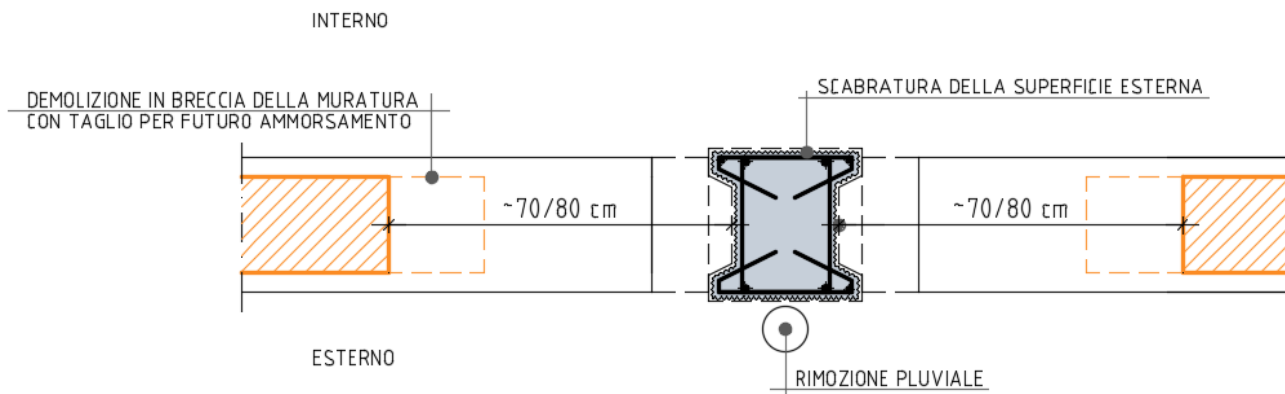
Collegamenti in grado, quindi, di ammortizzare pericolosi martellamenti tra i fabbricati sotto gli impulsi tellurici ma di preservare il complesso edilizio dagli effetti delle dilatazioni termiche e della torsione da piano rigido, indotta da azione sismica.

Si prende atto che non sono possibili lavori estesi globalmente, perché gli immobili rimarranno parzialmente occupati. Si sottolinea che gli edifici, ideati senza opere di controventamento efficienti o altre predisposizione di protezione sismica, non consentono la realizzazione di alti livelli di sicurezza sismica a meno di interventi onerosi e radicali (ad esempio: nuove fondazioni). In ogni caso, verranno prospettate alla Committenza le soluzioni tecniche, anche di modesta entità, che potranno aumentare le prestazioni statiche e la durabilità delle strutture. A titolo di esempio si riportano alcuni dettagli costruttivi di interventi possibili sugli elementi principali (pilastri, travi) e sugli elementi non strutturali oggetto di possibili vulnerabilità.

PLACCAGGIO RITTI CON CAMICIA ESTERNA IN CALCESTRUZZO

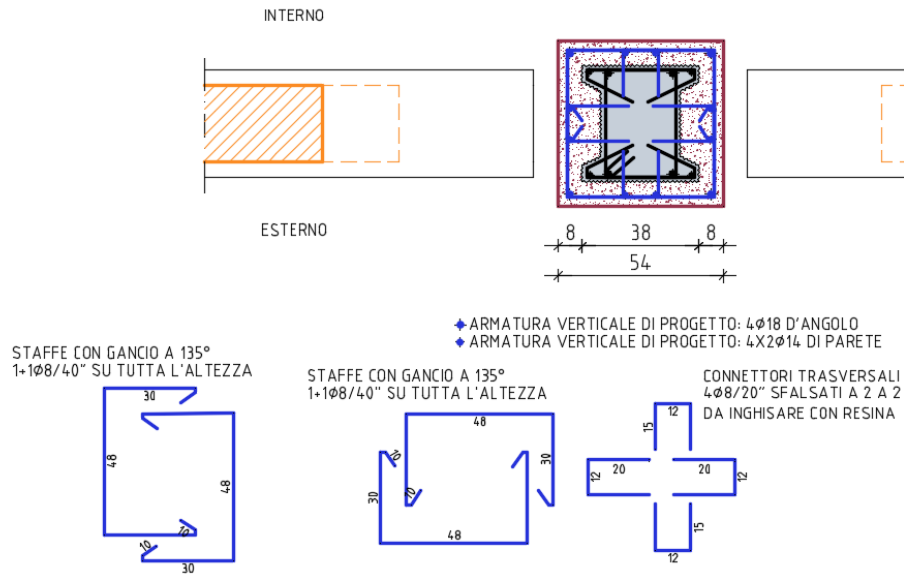
STATO DI PROGETTO
CAMICIA IN CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO
Sez. a quota +1,00 m da 0.00
Scala 1:20

FASE 1 - DEMOLIZIONI LUNGO LA VERTICALE DEL PILASTRO

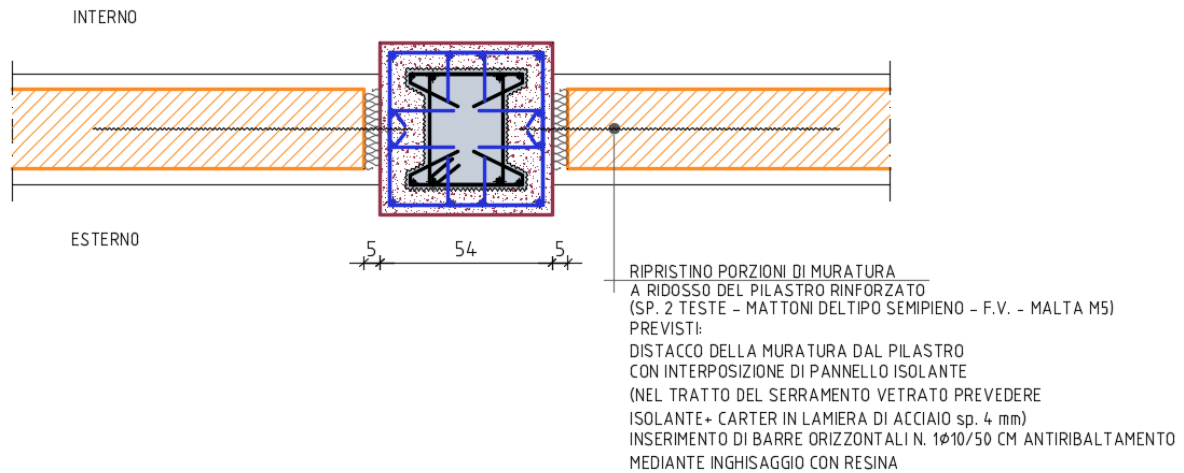


FASE 2 - LAVORAZIONI PER RINFORZO COLLARE PILASTRO

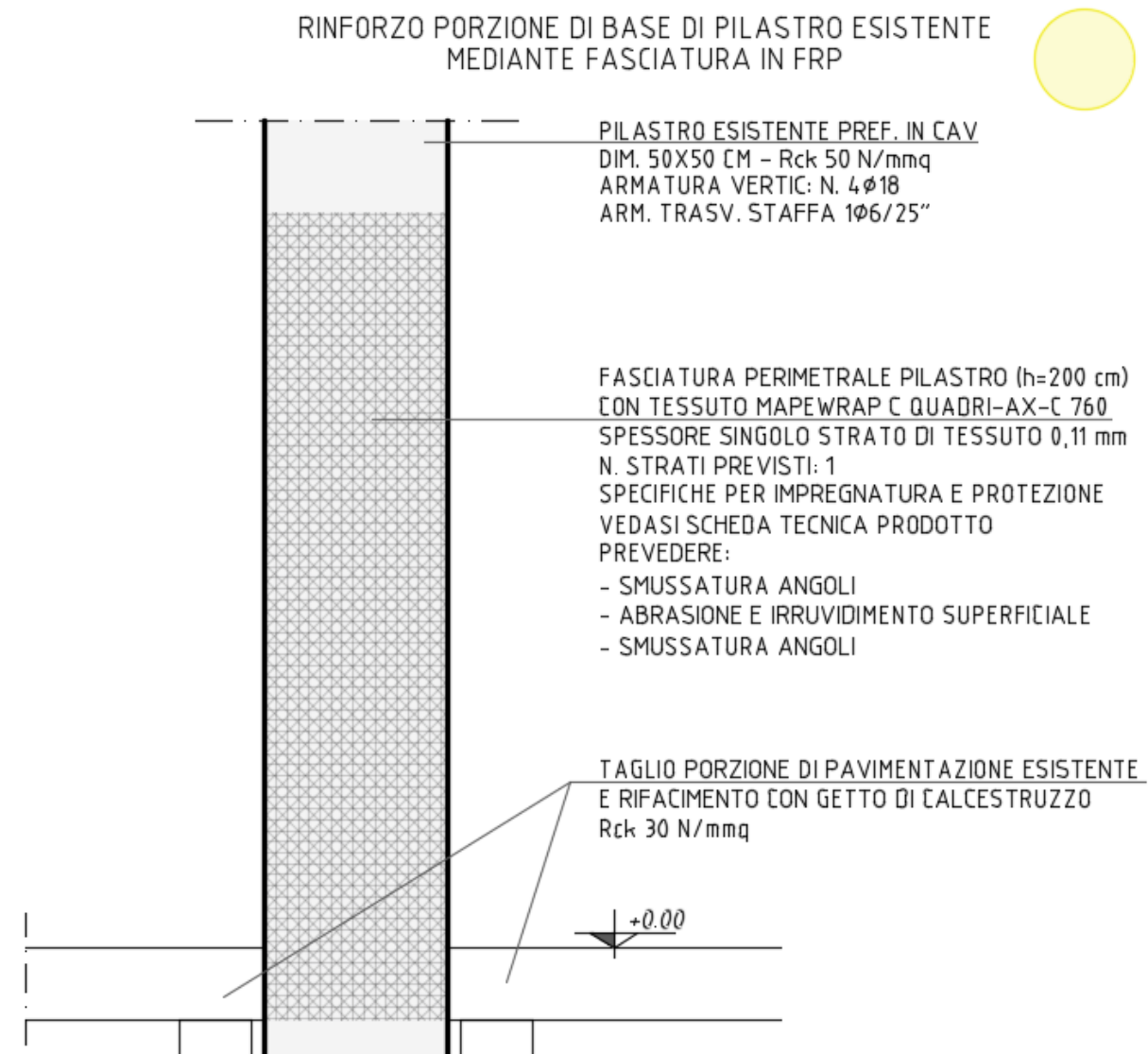
FASE 3 - LAVORAZIONI PER RINFORZO PILASTRO - PARTE IN ELEVAZIONE



FASE 4 - LAVORAZIONI PER RIPRISTINO MURATURE DI TAMPONAMENTO



PLACCAGGIO RITTI CON FASCIATURA ESTERNA IN FRP



Schema di possibile intervento a pressoflessione di pilastro esistente mediante fasce unidirezionali in fibra di carbonio

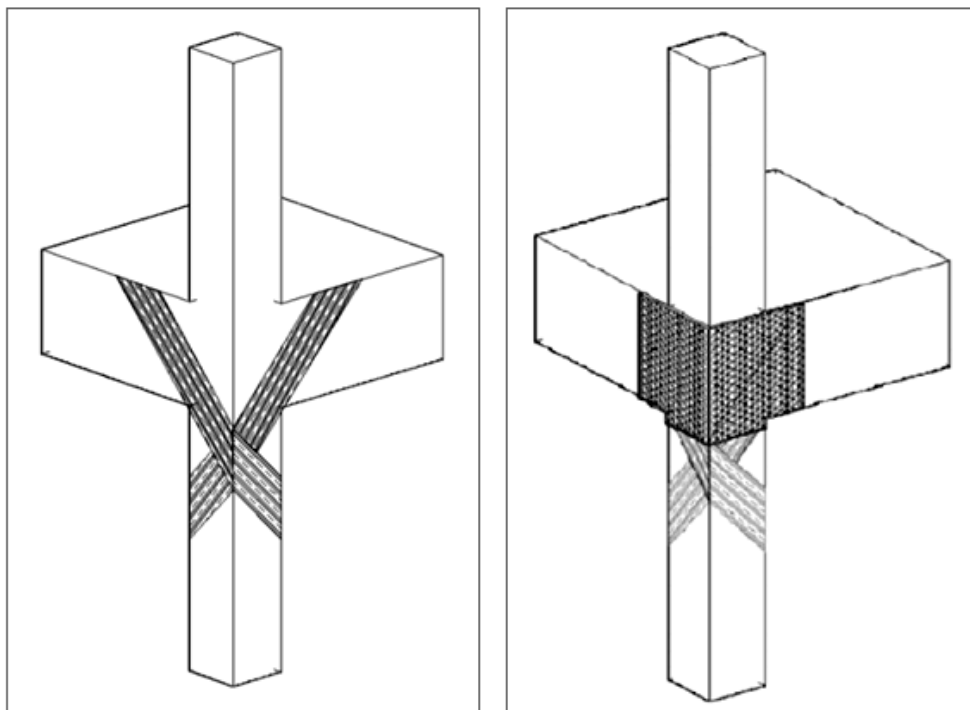
RINFORZO DI PILASTRI MEDIANTE CAMICIA ESTERNA IN ACCIAIO

L'esempio tipologico applicabile per pilastri liberi sulle quattro facce consente di incrementare la resistenza a pressoflessione del fusto del pilastro costringendo il calcestruzzo ad un comportamento "confinato"



MIGLIORIE MECCANICA AI NODI

Si allegano alcune immagini prese da specifici produttori di materiale FRP al fine di esemplificare gli interventi possibili su nodi non confinati o nodi particolarmente impegnati dal punto di vista delle sollecitazioni di taglio – trazione e taglio compressione.



SISTEMI ANTIRIBALTAMENTO DELLE MURATURA DI TAMPONAMENTO

Si allegano alcune immagini prese da specifici produttori che consistono nell'applicazione sulla faccia esterna della parete di tamponamento o su parte di essa di reti in matrice cementizia collegate alle estremità delle specchiature (travi e pilastri) in grado di trattenere la muratura di tamponamento nei confronti di possibili azioni di ribaltamento fuori piano.

