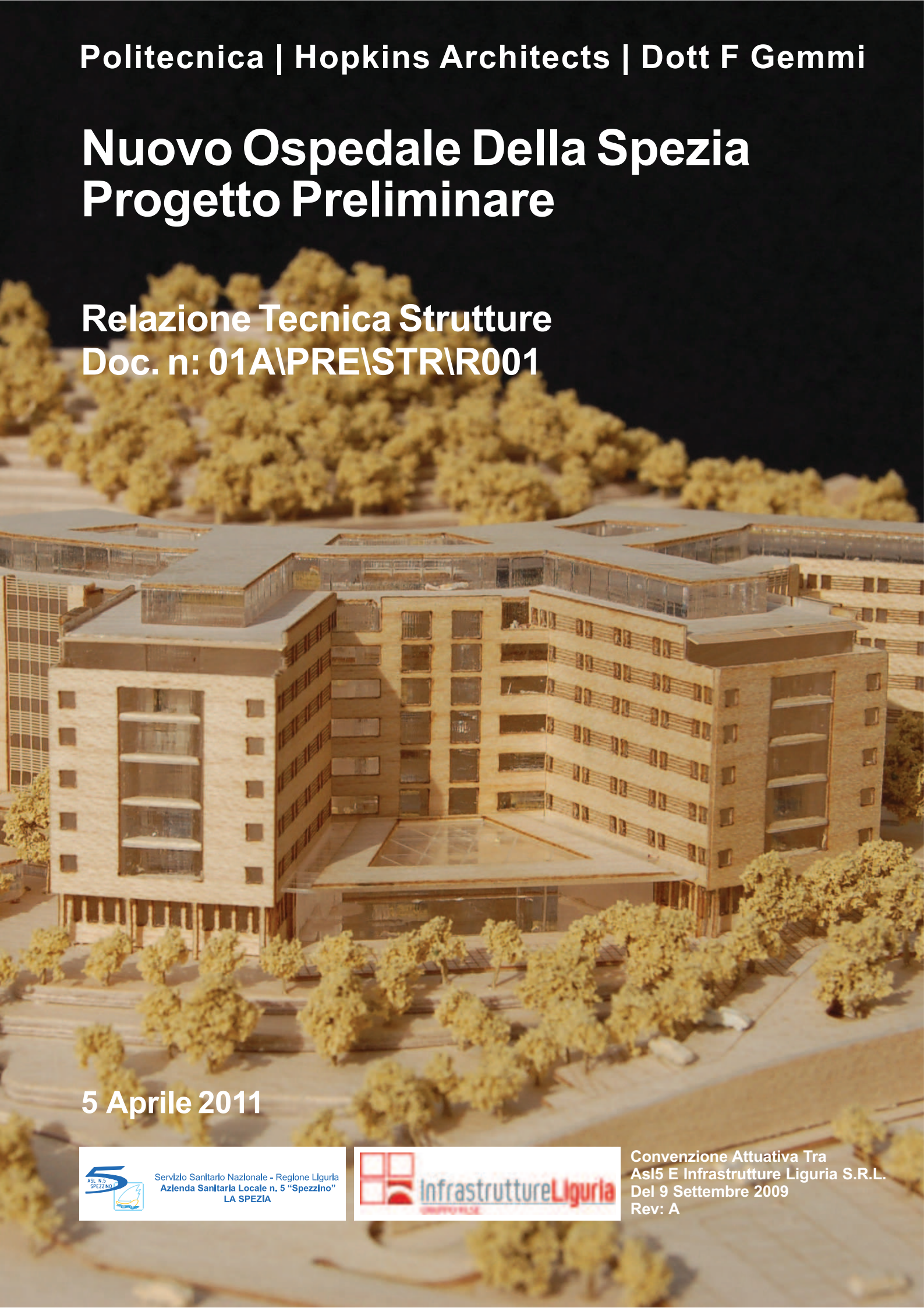
Politecnica | Hopkins Architects | Dott F Gemmi

Nuovo Ospedale Della Spezia
Progetto Preliminare

Relazione Tecnica Strutture
Doc. n: 01A\PRE\STR\R001



5 Aprile 2011

Servizio Sanitario Nazionale - Regione Liguria
Azienda Sanitaria Locale n. 5 "Spezzino"
LA SPEZIA

InfrastruttureLiguria

Convenzione Attuativa Tra
Asl5 E Infrastrutture Liguria S.R.L.
Del 9 Settembre 2009
Rev: A

NUOVO OSPEDALE DELLA SPEZIA

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Rev	Data	Sez	Pag	Redatto	Controllato	Approvato	Descrizione
A	28/02/2011		6	POLI	MI	-	Per commenti
1	05/04/2011		6	POLI	MI	SB	Per Emissione

Indice

1. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI 5
2. NORME DI RIFERIMENTO 7
3. UNITA' DI MISURA 10
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI 10
4.1. Calcestruzzo 10
4.2. Acciaio per cemento armato 10
4.3. Acciaio per strutture metalliche e per strutture composte 11
4.4. Bulloni 11
5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE 12
5.1. Caratteristiche e parametri significativi 12
5.2. Valutazione della portanza 13
6. AZIONI 16
6.1. CARICHI PERMANENTI 16
6.1.1. Strutture in elevazione 16
6.1.2. Parcheggi multipiano 19
6.1.3. Strutture seminterrate e interrate 19
6.2. CARICHI VARIABILI 20
6.3. AZIONE DEL VENTO 20
6.3.1. Pressione del vento 20
6.3.2. Pressione cinetica di riferimento 21
6.3.3. Coefficiente di esposizione 22
6.3.4. Coefficiente di forma 24
6.3.5. Azione tangenziale del vento 25
6.3.6. Valori considerati nel calcolo 26
6.4. CARICO DELLA NEVE 27
6.4.1. Carico neve sulla copertura 27
6.4.2. Carico neve al suolo 27
6.4.3. Coefficiente di esposizione 28

6.4.4. Coefficiente termico 28
6.4.5. Coefficiente di forma della copertura ad una o più falde 28
6.4.6. Copertura ad una falda 28
6.4.7. Valori considerati nel calcolo 29
6.5. VARIAZIONI TERMICHE 29
6.6. AZIONE SISMICA 30
6.6.1. Vita nominale 30
6.6.2. Classe d'uso 31
6.6.3. Coefficiente di utilizzo e periodo di riferimento 31
6.6.4. Categorie di sottosuolo 32
6.6.5. Categorie topografiche 33
6.6.6. Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali 33
6.6.7. Amplificazione stratigrafica 34
6.6.8. Amplificazione topografica 35
6.6.9. Spettro considerato nel calcolo 35
6.7. RESISTENZA AL FUOCO 36
7. CRITERI DI CALCOLO 38
7.1. Stati Limite Ultimi 38
7.2. Stati Limite di Esercizio 39
8. IPOTESI STRUTTURALI CONSIDERATE 39
9. MODELLAZIONE STRUTTURALE 46
9.1. Analisi statica lineare 46
9.2. Analisi modale 47
9.2.1. Requisiti del modello 47
9.3. Analisi con spettro di risposta 48
10. DIMENSIONAMENTO DELLE PILASTRATE 49
10.1. Criterio di verifica delle colonne composte 50
10.1.1. Generalità 50
10.1.2. Resistenza a compressione della sezione 52
10.1.3. Resistenza a taglio 53
10.1.4. Stabilità delle membrature compresse 54
10.2. Analisi dei carichi pilastrata centrale 56

10.3. Analisi dei carichi pilastrata di bordo 58
10.4. Verifica delle colonne 60
11. DIMENSIONAMENTO DEI SOLAI 61
11.1. Solai zona degenze e corsie 62
11.2. Solai zona sale operatorie 65
12. PUNZONAMENTO SOLAI 66
12.1. Verifica a filo pilastro 66
12.2. Verifica a distanza 2d dal filo pilastro 66
12.3. Calcolo delle armature specifiche a punzonamento 67
13. DIMENSIONAMENTO DEI NUCLEI 69
14. ISOLATORI SISMICI 69
15. DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI 73
15.1. Analisi dei carichi e calcolo 75
16. PARCHEGGI MULTIPIANO 83
17. LOCALI TECNICI 91
18. LOCALI RADIOTERAPIA 96
19. ALTRE OPERE D'ARTE 103
20. OPERE DI SOSTEGNO 104
20.1. Parametri geotecnici terreno 104
20.2. Opera 01 105
20.3. Opera 02 108
20.4. Opera 03 109

1. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Oggetto della presente relazione di calcolo è il progetto preliminare di un complesso ospedaliero ubicato nel comune di La Spezia. Sull'area di intervento sarà realizzato un complesso ospedaliero con annesse strutture destinate a locali tecnici e parcheggi.

L'edificio principale ha una pianta a forma di ventaglio che, pur presentando un asse di simmetria, è fortemente irregolare, con una altezza complessiva di circa 39 m e si sviluppa su 8 livelli. Ogni elemento del ventaglio ha una pianta rettangolare di circa 70 x 24 m.

Il sistema strutturale è costituito da un insieme di pilastri composti in acciaio e calcestruzzo, disposti secondo una maglia quadrata 7.60 x 7.60 m. Per i primi due ordini i pilastri sono circolari di diametro 50 cm con un profilo metallico laminato inglobato nel getto di calcestruzzo, invece per i piani superiori sono costituiti da un getto di calcestruzzo confinato all'interno di un profilo metallico circolare cavo. Essi sostengono i solai costituiti da una soletta in cemento armato di spessore 30 cm eseguita in opera. La funzione di controventamento è garantita dai nuclei presenti in corrispondenza dei corpi scala e ascensori, attorno ai quali sono concentrati i cavedi per le distribuzioni impiantistiche. Gli interpiani sono variabili da 420 a 490 cm.

Il sistema di fondazione è costituito da un reticolo di travi rovesce di altezza 2 m disposte lungo i fili della maglia strutturale.

Per le strutture si utilizza calcestruzzo di classe C32/40 e acciaio S355.

Vista l'importanza dell'edificio per la sua funzione e il suo contenuto, specie in caso di calamità, si preferisce adottare un sistema di protezione sismica della struttura di tipo passivo, basato sull'utilizzo di isolatori, che consente di abbattere drasticamente gli effetti di terremoti di notevoli intensità, permettendo di mantenerne intatte le parti strutturali e l'operatività. In particolare si utilizzano 200 isolatori del tipo "a pendolo" di diverso diametro e curvatura con spostamento di progetto di 200 mm circa.

Il progetto del sistema di isolamento si effettua secondo le indicazioni contenute nel vigente DM14.01.2008 e relativa circolare applicativa 617/2009. Per le strutture isolate alla base si può derogare da tutti i particolari costruttivi imposte per strutture in cemento armato non isolate con risparmio di armature e calcestruzzo.

L'atrio dell'ingresso principale è costituito da una struttura indipendente rispetto quella principale, con copertura in archi in legno lamellare.

Le strutture pertinenziali, destinate a contenere gli impianti e i depositi, sono distaccati dal corpo dell'edificio, a ridosso del pendio verso monte rispetto l'area di intervento. Vista l'altezza dello scavo si rende necessaria la costruzione di una paratia per il sostegno del terreno a monte e una serie di muri più piccoli per realizzare il terrazzamento carrabile in prossimità dell'edificio principale.

I parcheggi sono realizzati in parte a raso e in parte ospitati in edificio ad un piano fuori terra.

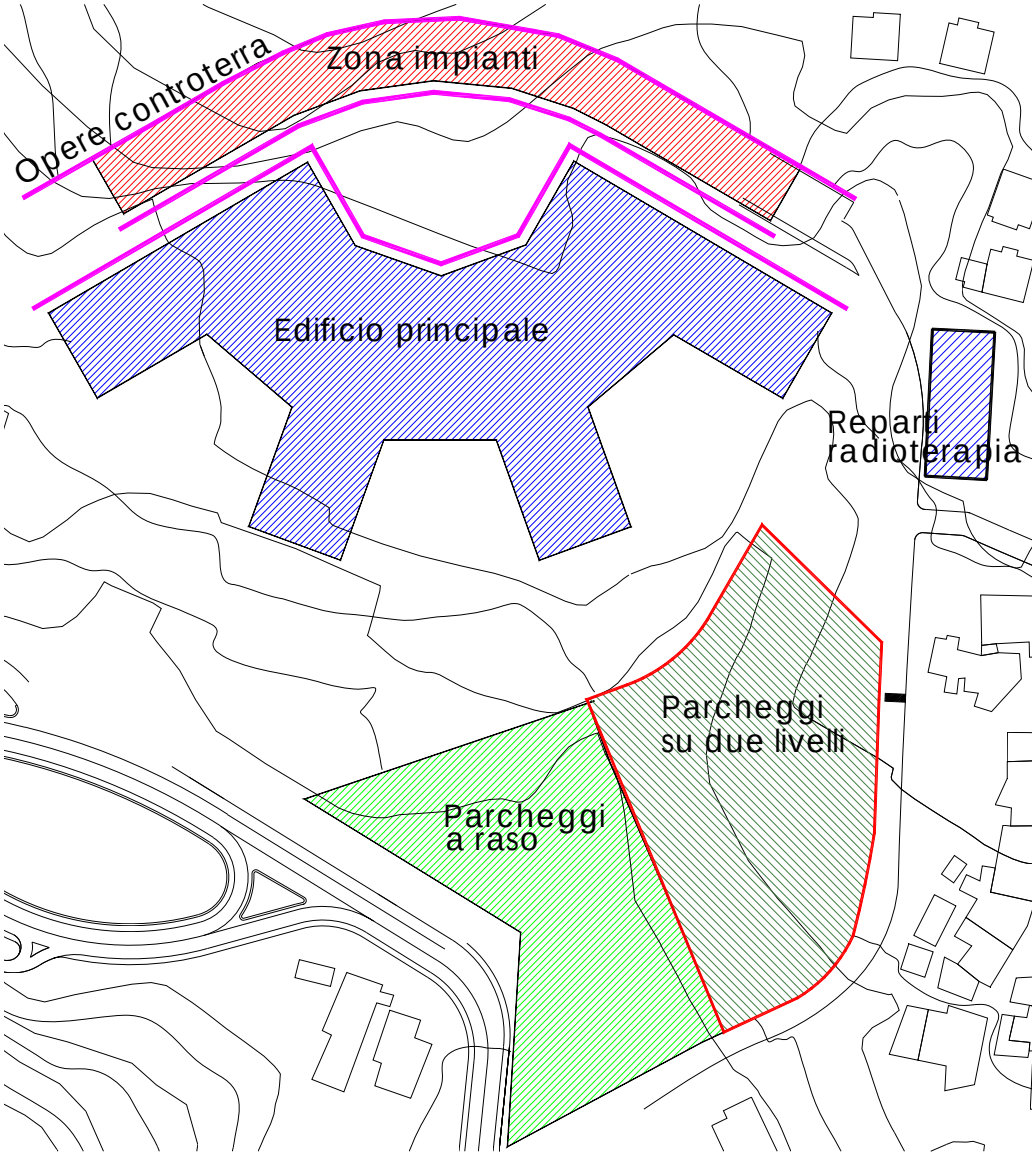


Figura 1: Pianta chiave

2. NORME DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto utilizzando il metodo degli stati limite. I riferimenti principali sono il DM 14.01.2008 e gli EUROCODICI.

Segue elenco completo delle norme di riferimento.

1. Legge 5 novembre 1971 n° 1086 “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche”
2. Circolare n. 11951 del 14 febbraio 1974 “Applicazione delle norme sul cemento armato”
3. D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
4. Circolare n° 617 del 02 febbraio 2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008
5. Norme UNI ed UNI-EN in generale; in particolare si considerano le norme:
   UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale
   UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici
   UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco
   UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve
   UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento
   UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
   UNI EN 1991-1-6:2005 26/09/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione
   UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali
   UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
   UNI EN 1991-3:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 26/07/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 05/12/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali -Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 18/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-3: Regole generali -Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 18/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali -Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 18/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 18/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere- Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 18/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere- Ciminiere

UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 27/10/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3:Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-4:2006 05/12/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 4: Silos,serbatoi e condotte

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1998-6:2005 26/09/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 6: Torri,pali e camini

3. UNITA' DI MISURA

Le unità di misura adottate, dove non specificato, sono le seguenti:

	simbolo
Lunghezze	m
Massa	kg
Forze	kN
Momenti	kNm
Tensioni	MPa

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

4.1. Calcestruzzo

Per elementi strutturali di fondazione e di elevazione si impiega calcestruzzo avente le caratteristiche di seguito descritte, con riferimento al D.M. 14.01.2008 ed alle norme UNI EN 206 e UNI EN 1992-1-1/Eurocodice2:

	Fondazioni	Elevazioni	Strutture esposte agli agenti atmosferici
classe di resistenza	C25/30	C32/40	C32/40
classe di esposizione	XC2	XC1	XC2
copriferro minimo	3 cm	3 cm	3 cm
granulometria: max dimensione inerti	30 mm	30 mm	30 mm
classe di consistenza: slump	S4	S4	S4
E_{cm} modulo secante medio	30200 MPa	33643 MPa	33643 MPa

4.2. Acciaio per cemento armato

Per elementi strutturali in cemento armato si impiega acciaio avente le caratteristiche di seguito descritte (con riferimento al D.M. 14.01.2008 ed alle norme UNI EN 206 e UNI EN 1992-1-1/Eurocodice2):

Tipo acciaio	B 450 C
Tensione di snervamento caratteristica f_{yk}	≥ 450 MPa
Tensione di rottura caratteristica f_{tk}	≥ 540 MPa
Allungamento $A_{gt,k}$	≥ 7.45 %

4.3. Acciaio per strutture metalliche e per strutture composte

Per elementi strutturali metallici si impiega acciaio conforme alle prescrizioni contenute nel D.M. 14.01.2008 e nelle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1.

	Strutture esposte agli agenti atmosferici	Strutture protette
tipo acciaio	S 355 J0	S 355 JR
tensione di snervamento caratteristica f_{yk}	355 MPa	355 MPa
tensione di rottura caratteristica f_{tk}	510 MPa	510 MPa
modulo di elasticità normale E	210000 MPa	210000 MPa
coefficiente di Poisson ν	0.3	0.3

4.4. Bulloni

Le unioni bullonate saranno realizzate con bulloni rispondenti alle indicazioni contenute nel D.M. 14.01.2008 e nelle norme europee UNI EN ISO 4016:2002, UNI 5592:1968 e UNI EN ISO 898-1:2001.

classe	8.8	10.9
tensione di snervamento caratteristica f_{yb}	649 MPa	900 MPa
tensione di rottura f_{tb}	800 MPa	1000 MPa

5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

5.1. Caratteristiche e parametri significativi

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono dedotte dalla relazione geologica redatta dal dott. Geologo Pietro Accolti nel marzo 2011. Di seguito si riepilogano le caratteristiche significative ai fini progettuali.

Sono stati identificati tre gruppi principali di litotipi:

UNITA'	γ kN/mc	Dr %	φ °	c' MPa	φ'	Eed MPa	Ey Mpa	sigt MPa	sigc MPa	Erm MPa
Copertura	20,2	61,58	37,9			50,61	62,16			
Flysh alterato	22			0,0332	22,7					
Flysh ammasso	24			0.049013	15.421			-0.000484	0.0086089	22.8779
Arenaria	27			1.382	36.5884		4784	-0.043498	1.7697	2470.1

Legenda: *γ=peso di volume; Dr=densità relativa; φ=angolo di attrito (terreni incoerenti); c'=coesione efficace (per le rocce è riferita all'ammasso), φ'=angolo di attrito efficace (per le rocce è riferito all'ammasso); Eed=modulo edometrico, Ey= modulo di young; sigt=resistenza alla trazione riferita all'ammasso; sigcm=resistenza alla compressione semplice riferita all'ammasso;; Erm=modulo di deformazione dell'ammasso;*

Ai fini progettuali, in base alle risultanze delle prove di laboratorio, viene qui di seguito proposta una discretizzazione dei dati geotecnici per ciascuna delle tre unità litologiche individuate. Per quanto riguarda la copertura, è stato considerato un comportamento prevalentemente incoerente; il valore dell'angolo di attrito e del peso di volume derivano dalla media dei valori ottenuti dalle prove di laboratorio e dalla elaborazione delle prove SPT; gli altri parametri derivano dalle prove SPT.

Per quanto concerne il Flysh, per la parte in alterazione sono considerati i valori della prova di laboratorio (campione S3C1bis), mentre per l'ammasso vengono considerati i valori derivati dal software Roclab. Analogamente per le arenarie vengono considerati i valori relativi all'ammasso, derivati da Roclab utilizzando i parametri di laboratorio.

La campagna geognostica ha compreso anche l'esecuzione di due prospezioni sismiche downhole dalla elaborazione delle quale è derivato che il valore del parametro Vs30, calcolato secondo la relazione:

$$Vs30 = 30 / \Sigma i=1,N\ (hi/Vi)$$

dove *hi* è lo spessore dello strato *i*-esimo e *Vi* è la velocità in m/s dello strato *i*-esimo. Le prove effettuate nei sondaggi S2 ed S3 hanno fornito i seguenti risultati:

- S2 Vs30 da p.c. 797m/s
  Vs30 da -10m da p.c. 785m/s,
- S3 Vs30 da p.c. 504m/s
  Vs30 da-7m da p.c. 765m/s

In tutti i casi il valore di Vs30 ricade in quelli cha caratterizzano i terreni di **categoria B.**

Anche l'elaborazione delle prove di sismica a rifrazione mediante la metodologia MASW ha dato risultati congruenti con le prove downhole.

In conclusione :

- la stratigrafia dell'area risulta essere abbastanza ben definita: è presente una copertura di natura sia colluviale che alluvionale di conoide che raggiunge spessori massimi di 16m; a valle dell'ospedale la copertura in posto è a sua volta ricoperta da material di riporto messo in posto probabilmente all'epoca della costruzione del fabbricato

- le prove in situ e le prove di laboratorio hanno consentito di caratterizzare i terreni dal punto di vista geotecnico/geomeccanico in via preliminare; rimangono tuttavia alcune lacune di informazione che potranno essere colmate in fase di progettazione definitiva con prove specificamente mirate a tale scopo.

- la falda è sempre presente a partire da profondità comprese tra 1,6 e 2,2m da piano campagna.

5.2. Valutazione della portanza

Il piano di imposta della fondazione può interessare tutti e tre gli strati geologici individuati, come si può notare dalle successive figure attraverso le sezioni geologiche 1 e 2. La tensione limite è valutata secondo il criterio di Terzaghi per fondazioni nastriformi, seguendo l'approccio 2 e la combinazione 1 come definita dalle NTC 2008. Si considera la fondazione di impronta larga 2 m, la condizione drenata, a favore di sicurezza si trascura la componente dovuta al sovraccarico laterale sul piano di posa e inoltre si ipotizza la falda alla profondità del piano di posa:

$$q_{\lim} = N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

Qlim - copertura	1438 kN/m
Qlim – flysh ammasso	1311 kN/m

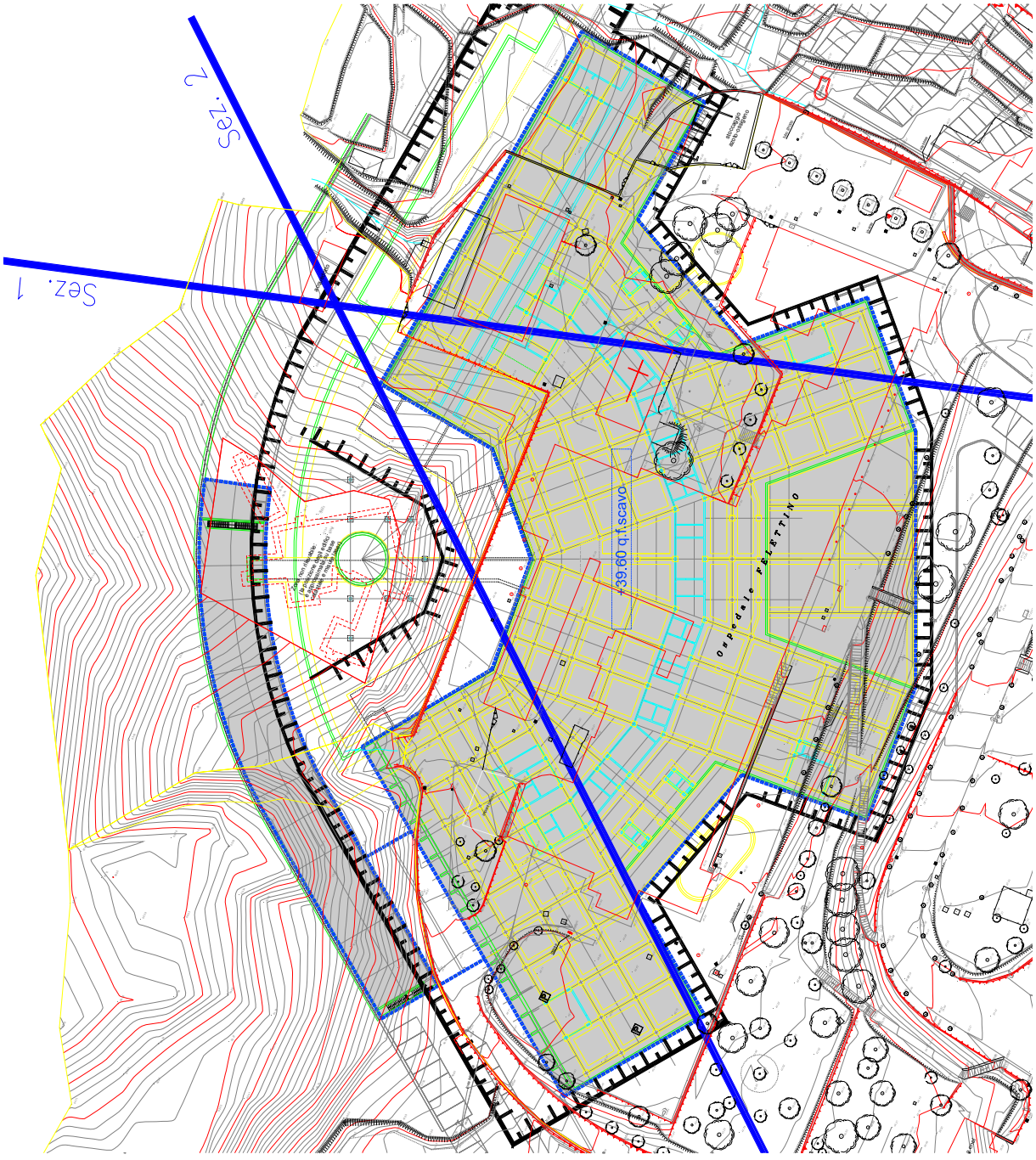


Figura 2: Pianta rilievo

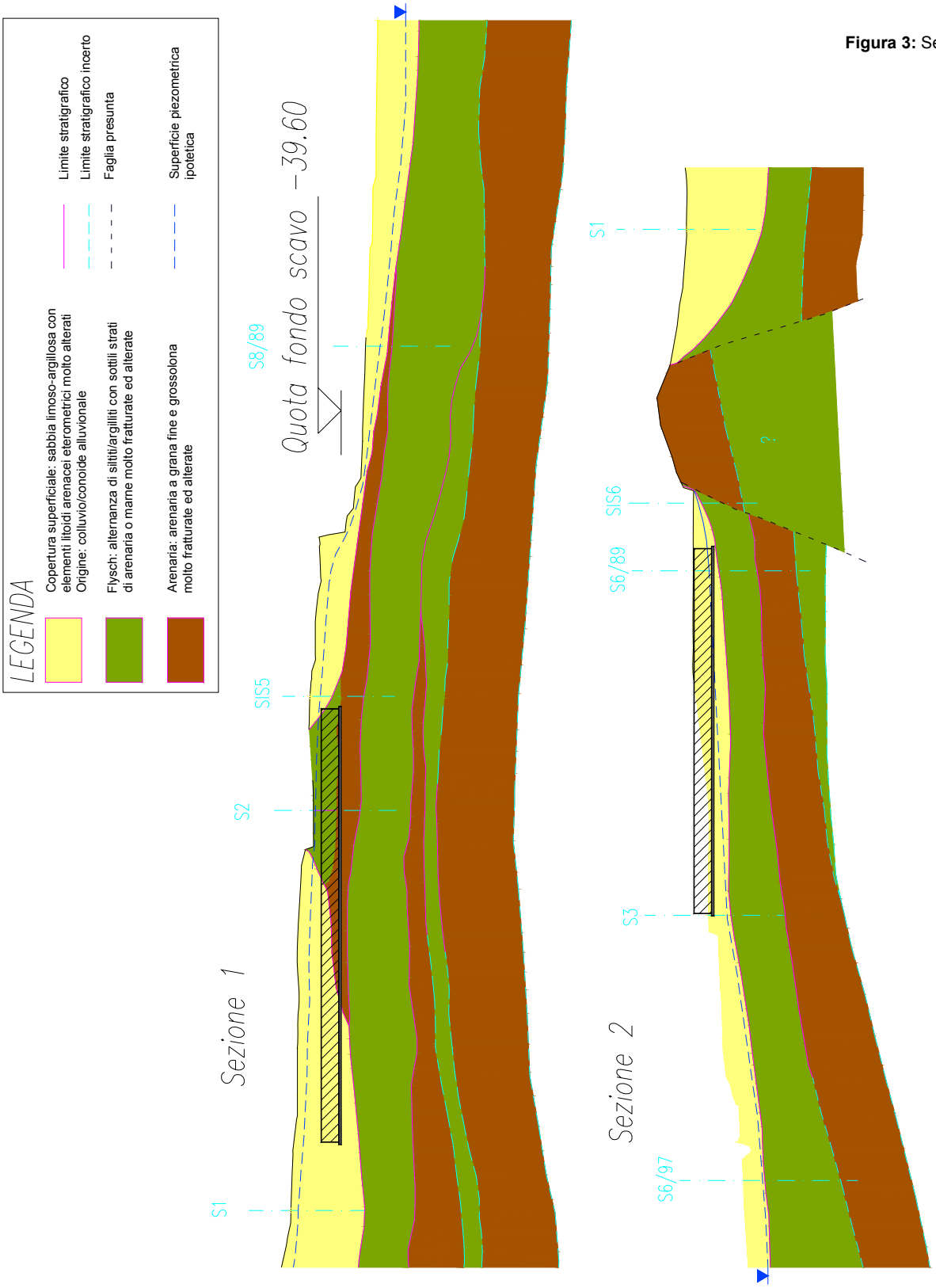


Figura 3: Sezione 1 e 2

6. AZIONI

6.1. CARICHI PERMANENTI

6.1.1. Strutture in elevazione

Ai fini dei calcoli di dimensionamento riportati nei punti successivi si considerano i seguenti carichi strutturali permanenti.

A. Per tutti i solai il seguente carico permanente portato rappresentante il carico del pacchetto di pavimentazione.

PERMANENTI PORTATI DI PIANO				
Sottofondo e pavimenentazione	1.5 kN/m^2	=	1.5	kN/m^2
Impianti e controsoffitto	0.3 kN/m^2	=	0.3	kN/m^2
Tramezzi di tipo leggero	0.7 kN/m^2	=	0.7	kN/m^2
			2.5	kN/m^2

B. Per le strutture orizzontali si prevede un solaio costituito da un getto pieno in opera.

SOLAIO PIANO TIPO: soletta piena sp. 30 cm						
Soletta piena sp. 30 cm	0.30 m	x	25 kN/m^3	=	7.5	kN/m^2
					7.5	kN/m^2

C. I pilastri sono composti acciaio-calcestruzzo: per ragioni architettoniche, quelli dei piani inferiori hanno un anima metallica centrale rappresentato da un profilo laminato annegato in un getto di sezione circolare, mentre i pilastri dei piani superiori sono costituiti da un getto di calcestruzzo confinato all'interno di un profilo laminato di sezione circolare. Ancora per motivi architettonici si preferisce mantenere gli stessi diametri anche per i pilastri di bordo.

COLONNA CIRCOLARE TIPO 1: profilo metallico interno						
Diametro esterno sezione Ø 500 mm						
Peso profilo HE M 240	0.02 m^2	x	78.5 kN/m^3	=	1.57	kN/m
Peso calcestruzzo	0.180 m^2	x	25 kN/m^3	=	4.50	kN/m
					6.07	kN/m

COLONNA CIRCOLARE TIPO 2: profilo metallico esterno							
Diametro esterno sezione Ø 420 mm							
Peso profilo Ø420/9	0.012	m^2	x	78.5	kN/m^3	=	0.91 kN/m
Peso calcestruzzo	0.127	m^2	x	25	kN/m^3	=	3.18 kN/m
							4.09 kN/m

D. Per le facciate si valuta il carico concentrato di piano che compete al singolo pilastro considerandola costituita da due strisce di peso differente, alte 2 e 2.9 m. A questo proposito bisogna ricordare che l'interasse tipico delle pilastrate è di 7.60 m.

FACCIATA TIPO							
Peso parti piene	15.20	m^2	x	3.5	kN/m^2	=	53.2 kN
Peso parti finestrate	22.04	m^2	x	2	kN/m^2	=	44.08 kN
							97.28 kN

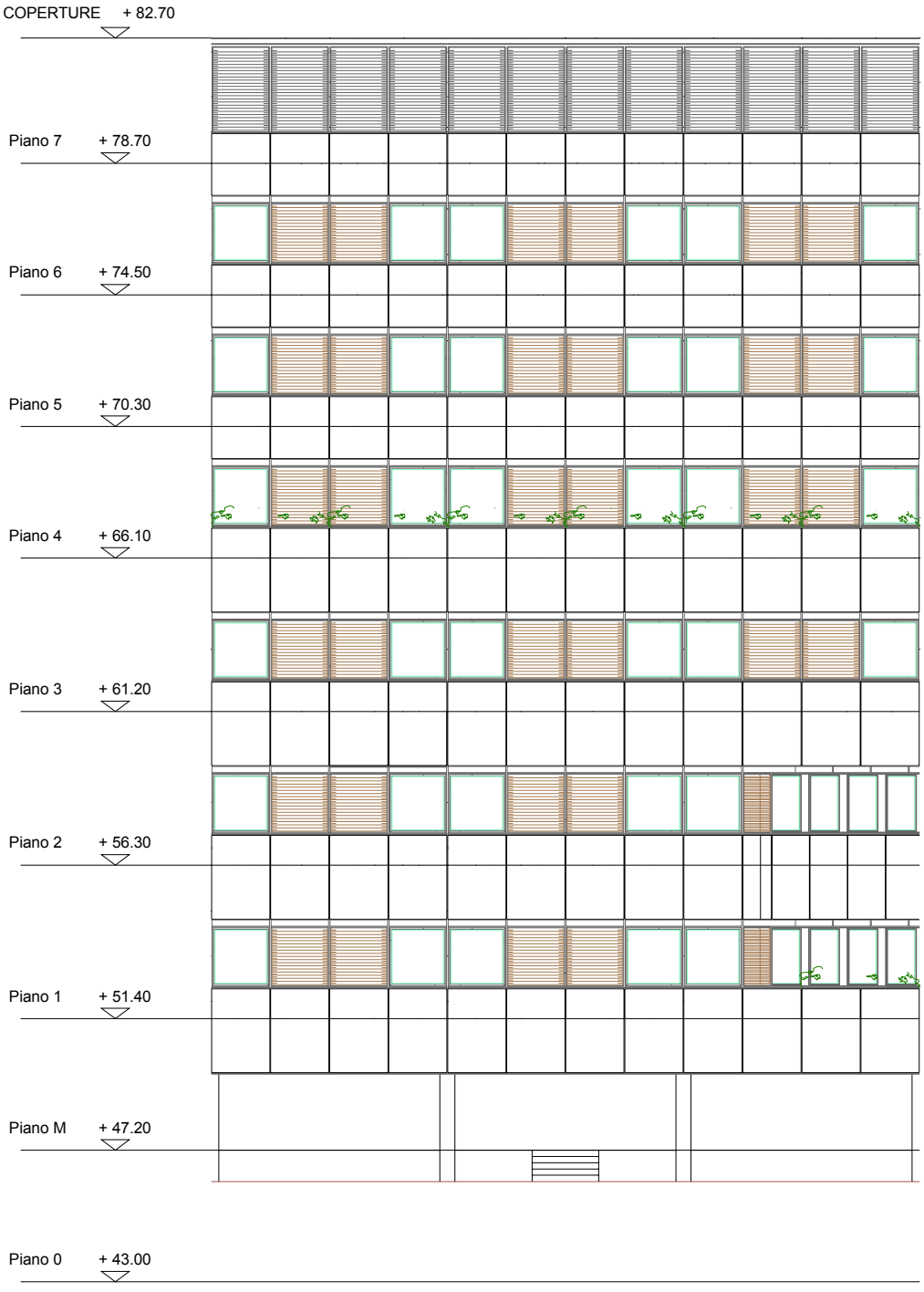


Figura 4: Schema facciata tipo

6.1.2. Parcheggi multipiano

Ai fini dei calcoli di dimensionamento riportati nei punti successivi si considerano i seguenti carichi strutturali permanenti.

A. La struttura che realizza il parcheggio su due livelli, si considera un solaio carrabile del tipo predalles con una finitura tipica dei ponti stradali.

SOLAIO CARRABILE PARCHEGGI MULTIPIANO								
Peso solaio predalles 5+30+5				5	kN/m^2	=	5.00	kN/m^2
Isolante primer				0.01	kN/m^2	=	0.01	kN/m^2
Strato di collegamento	0.05	m	x	18	kN/m^3	=	0.90	kN/m^2
Strato di usura	0.05	m	x	21	kN/m^3	=	1.05	kN/m^2
							6.96	kN/m^2

6.1.3. Strutture seminterrate e interrate

Ai fini dei calcoli di dimensionamento riportati nei punti successivi si considerano i seguenti carichi strutturali permanenti.

A. Per le strutture orizzontali si prevede un solaio prefabbricato del tipo predalles.

SOLAIO LOCALI TECNICI			
Peso solaio predalles 5+30+5	5 kN/m^2	=	5.00 kN/m^2
Pavimentazione locali	2.5 kN/m^2	=	2.50 kN/m^2
			7.50 kN/m^2

6.2. CARICHI VARIABILI

I carichi variabili di piano sono stati assunti secondo quanto prescritto dalla normativa vigente al punto 3.1.4, in funzione della destinazione d'uso dell'ambiente.

Tipo di ambiente	q_k
Degenze	3 kN/m^2
Laboratori	3 kN/m^2
Sale operatorie	6 kN/m^2
Terrazze e scale comuni	4 kN/m^2
Atri e sale di attesa	5 kN/m^2
Parcheggi multipiano	2.5 kN/m^2
Piazzali carrabili	20 kN/m^2
Locali tecnici	6 kN/m^2
Sovraccarico accidentale a monte della paratia	3 kN/m^2

La disposizione dei carichi è mostrata negli elaborati grafici da STR_T005 a STR_T014.

6.3. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene calcolata secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, D.M. 14-01-2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e relativa circolare applicativa.

6.3.1. Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni

strutturali. Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

6.3.2. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3.

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,o} \qquad a_s \le a_o$$

$$v_b = v_{b,o} + k_a(a_s - a_o) \qquad a_s > a_o$$

dove

$v_{b,o}\ k_a\ a_o$ sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

a_s è l'altezza sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione

Zona	Descrizione	$v_{b,o}$ (m/s)	a_o (*m*)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	75'0	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

6.3.3. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200\text{m}$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \qquad z < z_{min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \cdot \left[7 + c_t\, ln\left(\frac{z}{z_o}\right)\right] \qquad z \geq z_{min}$$

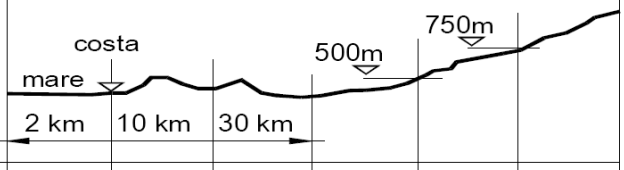
dove

k_r z_o z_{min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione

c_t è il coefficiente di topografia. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)
L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.	

ZONE 1,2,3,4,5



A	- -	IV	IV	V	V	V
B	- -	III	III	IV	IV	IV
C	- -	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_o (m)	z_{min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

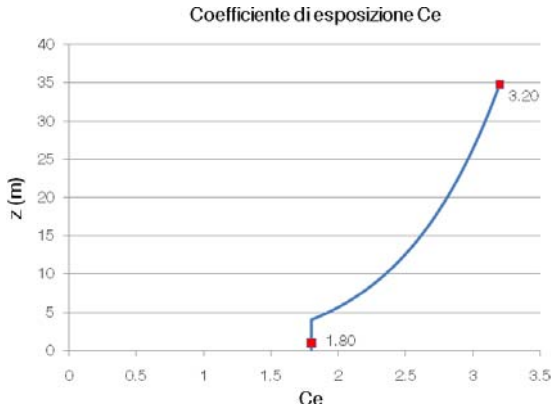


Figura 5: andamento del coefficiente Ce

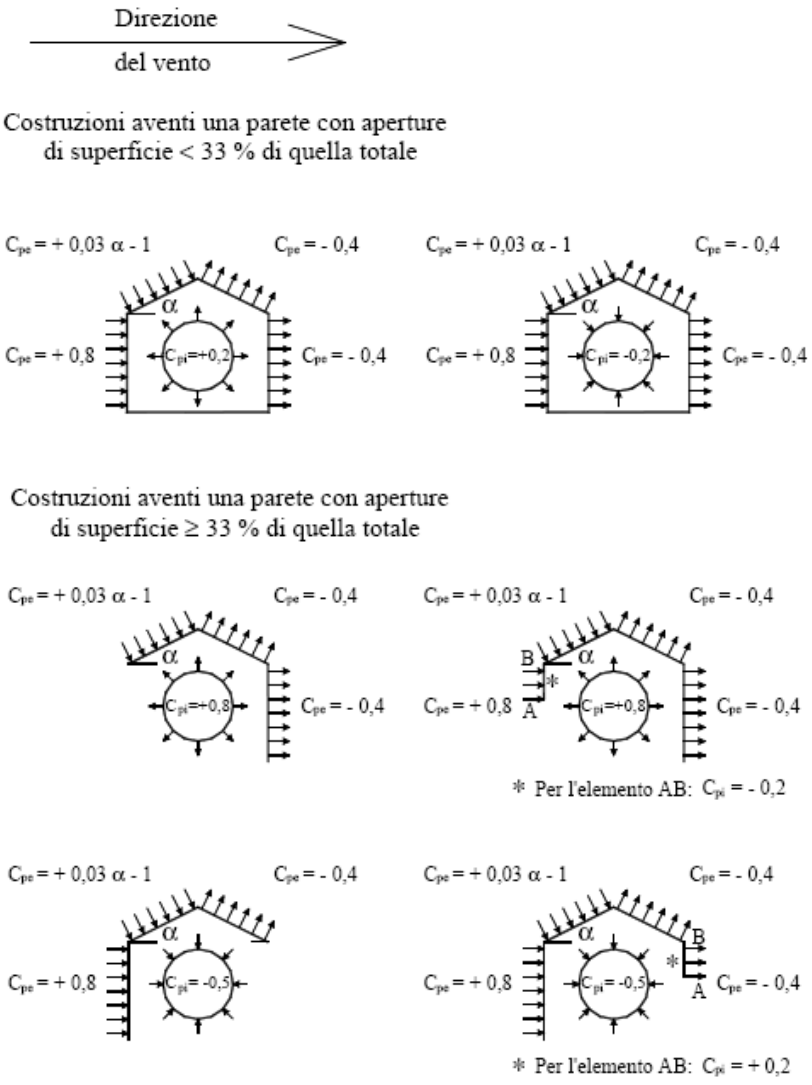
6.3.4. Coefficiente di forma

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà quanto segue, si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

elemento	c_{pe}
per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60°$	+0.8
per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $20° < \alpha < 60°$	0.03 α - 1
per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0° \leq \alpha \leq 20°$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente)	-0.4

Per la valutazione della pressione interna si assumerà

elemento	c_{pi}
per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale:	± 0.2
per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:	+ 0.8 per elementi sopravento - 0.5 per elementi sottovento o paralleli al vento
per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale	Cpe + Cpi = ±1.2 per elementi normali alla direzione del vento Cpi = ± 0.2 per gli altri elementi



6.3.5. Azione tangenziale del vento

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_b c_e c_f$$

dove

q_b , c_e sono definiti sopra

c_f è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

SUPERFICIE	c_f
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0.01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0.02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0.04

6.3.6. Valori considerati nel calcolo

Nel caso specifico la pressione cinetica di riferimento vale

q_b	0.49 kN/m^2

Sulle superfici sopravvento, quindi direttamente investite dal vento, si considera l'azione che deriva dal profilo logaritmico del coefficiente di esposizione mostrato nel punto 6.3.3, associando l'appropriato valore del coefficiente di pressione esterno in funzione dell'inclinazione. Sulle superfici sottovento e parallele alla direzione del vento si considera una pressione uniforme con coefficiente di pressione esterno pari a -0.4.

Il coefficiente di pressione interna deve essere di volta in volta valutato a seconda delle condizioni locali delle pareti secondo le indicazioni riportate al punto 6.3.4.

In generale, per i primi 4 m di altezza si ha:

SUPERFICIE	$c_{pe} + c_{pi}$	p
Sopravvento e sottovento con aperture ≥ 33%	±1.2	±1.06 kN/m^2
sottovento con aperture ≥ 33%	±1.2	±1.06 kN/m^2
parallele alla direzione del vento con aperture ≥ 33%	-0.6	-0.53 kN/m^2

Inoltre, si considerano le azioni radenti prodotte dal vento. L'azione è variabile con l'altezza seguendo l'andamento logaritmico del coefficiente di esposizione. Per i primi 4 m di altezza si ha:

SUPERFICIE	c_f	p_f
facciata	0.01	0.011 kN/m^2

6.4. CARICO DELLA NEVE

Il carico dovuto alla neve viene valutato secondo quanto prescritto dalla normativa vigente.

6.4.1. Carico neve sulla copertura

Il carico della neve in copertura è data dall'espressione

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E C_T$$

dove

q_s è il carico neve sulla copertura

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo, in kN/m^2

C_E è il coefficiente di esposizione

C_T è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

6.4.2. Carico neve al suolo

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono forniti dalla norma in funzione dell'altitudine di riferimento a_s che è la quota del suolo sul livello del mare e della zona del sito di realizzazione dell'edificio.

Zona	Descrizione	q_{sk}	
		$a_s \le 200m$	$a_s > 200m$
1 - Alpina	Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1.50 \frac{kN}{m^2}$	$q_{sk} = 1.39\left[1+\left(\frac{a_s}{728}\right)^2\right]\frac{kN}{m^2}$
1 - Mediterranea	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:	$q_{sk} = 1.50 \frac{kN}{m^2}$	$q_{sk} = 1.35\left[1+\left(\frac{a_s}{602}\right)^2\right]\frac{kN}{m^2}$
2	Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:	$q_{sk} = 1.00 \frac{kN}{m^2}$	$q_{sk} = 0.85\left[1+\left(\frac{a_s}{481}\right)^2\right]\frac{kN}{m^2}$
3	Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:	$q_{sk} = 0.60 \frac{kN}{m^2}$	$q_{sk} = 0.51\left[1+\left(\frac{a_s}{481}\right)^2\right]\frac{kN}{m^2}$

6.4.3. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

6.4.4. Coefficiente termico

Il coefficiente termico C_T può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_T = 1$.

6.4.5. Coefficiente di forma della copertura ad una o più falde

Per coperture a una o più falde, il coefficienti di forma della copertura è dato dalle relazioni successive, in funzione dell'inclinazione della falda rispetto l'orizzontale:

	$0 \le \alpha \le 30°$	$30° \le \alpha \le 60°$	$\alpha \ge 60°$
μ_1	0.8	$0.8\frac{(60-\alpha)}{30}$	0
μ_2	$0.8+0.8\frac{\alpha}{30}$	1.5	----

6.4.6. Copertura ad una falda

Nel caso specifico, il ballatoio che funge da copertura alle zone bar e depositi è proprio come una copertura ad una falda e bisogna considerare una distribuzione di carico come quella mostrata in figura:

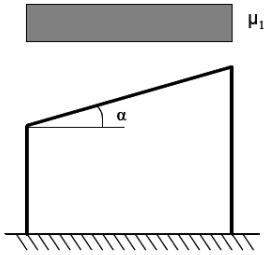


Figura 6: schema di carico per copertura a una falda

6.4.7. Valori considerati nel calcolo

Da quanto descritto sopra, per coperture orizzontali si ricava quanto segue:

	Singola falda
μ_i	0.8
q_{sk}	1.00 kN/m^2
q_s	0.80 kN/m^2

6.5. VARIAZIONI TERMICHE

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante

- la componente uniforme $\Delta T_u = T - T_0$ pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione T_0
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione, ΔTM_y e ΔTM_z.

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla tabella seguente:

TIPO DI STRUTTURA	ΔTu
in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
in acciaio esposte	± 25 °C
in acciaio protette	± 15 °C

Si assumono i seguenti coefficienti di dilatazioni termica:

MATERIALE	α_T
Acciaio da carpenteria	12 x 10-6 °C-1
Calcestruzzo strutturale	12 x 10-5 °C-1

6.6. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Al fine della determinazione dei parametri caratterizzanti lo spettro di risposta elastico, prevede l'assegnazione alla struttura di una vita nominale, una classe di utilizzo per ottenere un periodo di riferimento rispetto al quale calcolare la probabilità di superamento di un dato stato limite.

6.6.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella successiva:

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita nominale (anni)
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva**	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100
** Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.	

6.6.2. Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

CLASSE D'USO	DESCRIZIONE
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

6.6.3. Coefficiente di utilizzo e periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u :

CLASSE D'USO	C_u
I	0.7
II	1
III	1.5
IV	2

Il periodo di riferimento V_R è dato da

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

mentre dalla relazione

$$T_R = -\frac{V_N}{ln\left(1 - P_{V_R}\right)} = -\frac{C_u \cdot V_N}{ln\left(1 - P_{V_R}\right)}$$

si ottiene, per i vari stati limite, il tempo di ritorno associati ai vari stati limite e poi in funzione di questo, si ricavano dal reticolo di pericolosità sismica, conoscendo la posizione del sito in termini di longitudine e latitudine, la terna di parametri a_g, F_o, T_c^* che consentono di determinare gli spettri di risposta elastici relativi ai singoli stati limite. Inoltre, per strutture non isolate e di classe I e II basta verificare la struttura nei confronti di due soli stati limite, SLD per le condizioni di esercizio e SLV per quelle ultime.

STATI LIMITE		P_{VR}
Stati limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati limite ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

6.6.4. Categorie di sottosuolo

Per poter definire l'azione di progetto è necessario identificare la tipologia di sottosuolo sul quale è fondata la costruzione. A questo scopo la norma individua le seguenti tipologie di sottosuolo:

Categoria di sottosuolo	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).

6.6.5. Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T 1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T 2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T 3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T 4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

6.6.6. Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}. Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D < T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$$

nelle quali:

T , S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S S_T$$

Essendo

S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T il coefficiente di amplificazione topografica

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \frac{10}{5+\xi} \geq 0.55$$

dove

ξ è espresso in percentuale e valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C T_C^*$$

T_C^* ottenuto dal reticolo sismico in funzione della probabilità di superamento scelta

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo ricavato dalla tabella seguente

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4\frac{a_g}{g} + 1.6$$

6.6.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella successiva, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria di sottosuolo	S_S	C_C
A	1	1
B	$1 \le 1.4 - 0.4 \cdot F_o \frac{a_g}{g} \le 1.2$	$1.1 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.20}$
C	$1 \le 1.7 - 0.6 \cdot F_o \frac{a_g}{g} \le 1.5$	$1.05 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.33}$
D	$0.9 \le 2.4 - 1.5 \cdot F_o \frac{a_g}{g} \le 1.8$	$1.25 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.50}$
E	$0.9 \le 2 - 1.1 \cdot F_o \frac{a_g}{g} \le 1.6$	$1.15 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.40}$

6.6.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella successiva, funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T 1	----------	1
T 2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T 3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T 4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

6.6.9. Spettro considerato nel calcolo

Lo spettro di progetto orizzontale che deriva con i dati assunti è il seguente.

	SLC	SLV	SLD	SLO
a_g (m/s^2)	2.093	1.923	0.831	0.686
F_o	2.382	2.382	2.533	2.545
T_C* (sec)	0.310	0.307	0.280	0.272
S_S	1.2			
C_C	1.39	1.39	1.42	1.43
S_T	1			
S	1.2			
T_B (sec)	0.143	0.142	0.132	0.129
T_C (sec)	0.431	0.427	0.397	0.390
T_D (sec)	2.453	2.384	1.939	1.879
q	2.4			

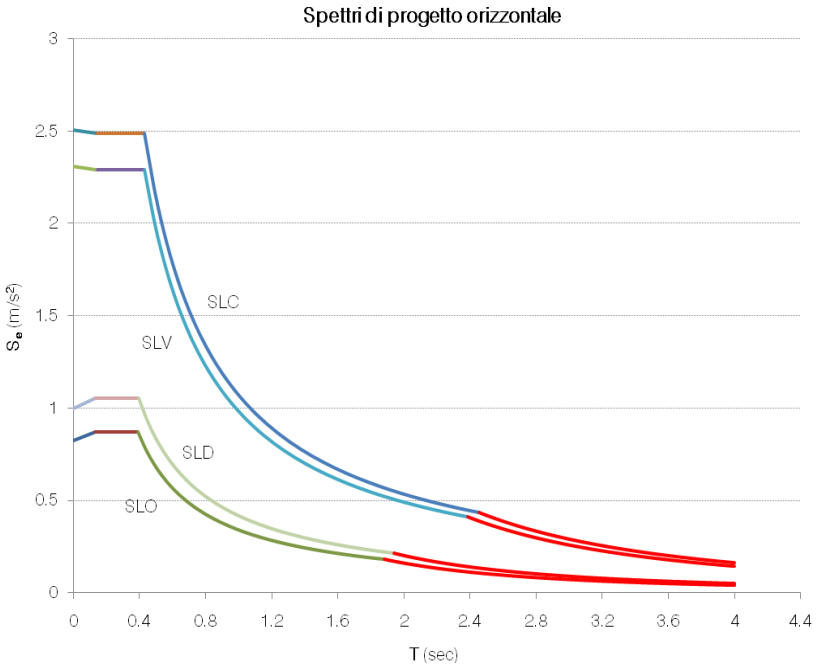


Figura 7: spettri di progetto

Il fattore di struttura è calcolato considerando un sistema strutturale misto telaio pareti e l'edificio irregolare in altezza.

6.7. RESISTENZA AL FUOCO

La struttura deve garantire una resistenza temporale minima in caso di incendio, tale da garantire il tempo di evacuazione, e definita dalle norme vigenti in funzione delle destinazioni d'uso.

Nel caso in oggetto è richiesta una resistenza di 120 minuti per le strutture relative al piano interrato ed alle vie di fuga, quindi vani scala ed ascensore definiti come vie di fuga dal progetto di verifica antincendio: si ritiene di estendere tale limite a tutti i vani scala ed ascensore.

Inoltre per gli edifici la cui altezza è maggiore di 24 m è richiesta una resistenza di 120 minuti.

La resistenza al fuoco delle strutture in cemento armato è sostanzialmente ottenuta con un idoneo sovradimensionamento delle sezioni aumentando lo spessore del ricoprimento delle armature o aggiungendo strati protettivi, tipicamente intonaci sia specificatamente ignifughi che ordinari.

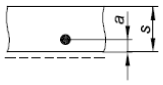
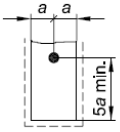
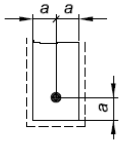
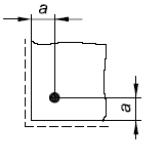
L'incremento di spessore del copriferro e l'eventuale spessore dell'intonaco vanno a costituire uno strato che si deteriora ma protegge armature e calcestruzzo del nucleo interno dall'aumento di

temperatura e relativo decadimento delle caratteristiche meccaniche.

La resistenza al fuoco è assicurata tramite adeguato copri ferro.

La tabella seguente riporta quindi le distanze richieste tra asse del ferro e superficie esposta al fuoco richieste a seconda della tipologia di struttura e dell'esposizione al fuoco, sulla base della tabella A.1 della norma UNI 9502/2001.

prospetto A.1 **Distanze *a* (cm), dell'asse dell'acciaio dalla superficie esposta al fuoco**

Acciaio	Tempo di esposizione *t* (min)	Fuoco su un lato 	Fuoco su 2 lati 	Fuoco su 3 lati 	Fuoco sullo spigolo 
Per acciaio ordinario (tipo 1)	30	2,00	2,60	3,00	2,05
	60	2,00	4,30	5,00	3,65
	90	2,72	5,60	6,40	4,60
	120	3,40	6,80	7,70	5,80
	180	4,50	8,60	9,80	7,50
	240	5,44	10,20	11,70	9,00
Per barre (o cautelativamente per acciaio tipo 2)	30	2,00	3,15	3,60	2,70
	60	2,73	5,20	5,90	4,50
	90	3,70	6,70	7,60	6,00
	120	4,50	8,00	9,00	7,10
	180	5,84	10,20	11,50	9,10
	240	7,00	12,00	13,60	10,70
Per acciaio da precompressione	30	2,00	3,60	4,10	3,20
	60	3,25	5,80	6,50	5,10
	90	4,20	7,30	8,30	6,70
	120	5,20	8,80	9,90	8,00
	180	6,70	11,10	12,50	10,00
	240	8,00	13,00	14,60	11,90

In merito ai pilastri composti acciaio calcestruzzo si prevede armatura interna integrativa in conformità all'eurocodice 4 parte 1-2.

7. CRITERI DI CALCOLO

Il metodo di calcolo e verifica adottato è quello semiprobabilistico agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio, utilizzando come norma di riferimento il DM 14.01.2008 e relativa circolare applicativa del 02.02.2009, oltre agli Eurocodici EC2, EC3.

7.1. Stati Limite Ultimi

Le membrature strutturali in CA (travi, pilastri, nodi, setti) vengono progettate e verificate secondo i criteri previsti dall' Eurocodice EC2 e dal DM 14.01.2008 per strutture in zona sismica ed in particolare:

- Criterio di resistenza locale
- Criterio di progetto della capacità

Meccanismi di collasso fragile o altri meccanismi indesiderati (come per es. la rottura a taglio, il collasso di collegamenti trave colonna, plasticizzazione delle fondazioni o di un qualsiasi elemento che avrebbe dovuto restare elastico) vengono evitati definendo le sollecitazioni di progetto in particolari zone mediante condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione delle cerniere plastiche e relativo aumento di resistenza nelle zone adiacenti.

Le strutture in acciaio vengono progettate e verificate secondo i criteri previsti dall' Eurocodice EC3 e dal DM 14.01.2008 per strutture in zona sismica ed in particolare:

- Stabilità del telaio (analisi globale di stabilità)
- Resistenza delle sezioni trasversali
- Resistenza delle membrature
- Resistenza dei collegamenti

Con Stabilità del telaio si intende l'analisi del comportamento dovuto alle deformazioni laterali e l'eventuale incremento delle azioni interne causate da tali spostamenti.

La resistenza delle sezioni trasversali si riferisce alla determinazione puntuale delle sezioni maggiormente sollecitate delle membrature ed alla verifica conseguente delle capacita di resistenza del materiale.

La resistenza delle membrature si riferisce alla determinazione degli effetti di instabilità delle membrature ed alla loro verifica.

La resistenza dei collegamenti si riferisce alla determinazione delle sollecitazioni agenti sui collegamenti (saldature e bullonature) e verifica conseguente.

7.2. Stati Limite di Esercizio

La verifica di una struttura agli stati limite di esercizio costituisce un controllo affinché la stessa risulti rispondente alle esigenze di fruibilità e comfort richieste, non solo quella della sicurezza.
Questo tipo di verifica, per le strutture in calcestruzzo si riflette essenzialmente sulla limitazione dell'ampiezza delle fessure in zona tesa, sullo studio delle deformazioni e sulla limitazioni delle tensioni di esercizio, sia nel cls che nell'armatura..
Per le strutture in acciaio si riflette essenzialmente sullo studio delle deformazioni, degli spostamenti e delle vibrazioni.

8. IPOTESI STRUTTURALI CONSIDERATE

Al fine di definire la tipologia strutturale più conveniente, sono state confrontate soluzioni tecnologiche differenti, con caratteristiche di schema statico, materiale e ingombro diverse.
Per ogni soluzione è stata valutata la velocità di esecuzione dei solaio: per quelli eseguiti in opera si ha la necessità di predisporre dei casseri, di posare delle armature e poi di eseguire un getto, mentre i solai con elementi parzialmente prefabbricati sono autoportanti, potrebbero richiedere al massimo qualche puntello localizzato, e sono velocemente posabili. Si è tenuto conto dell'ingombro del solaio e del suo aspetto all'intradosso, infatti superfici piane, oltre che più facilmente e rapidamente casserabili e armabili, sono in genere preferite non solo per il loro effetto estetico ma anche quando sono controsoffittati poiché consentono un agevole passaggio degli elementi impiantistici.
Sono state inoltre valutate le diverse soluzioni tecnologiche per le colonne, per valutarne soprattutto l'ingombro al fine di inserirle in modo flessibile all'interno di una maglia strutturale e una distribuzione architettonica spesso rigide e vincolanti.
Di seguito sono riportate le varie ipotesi strutturali studiate in fase preliminare.

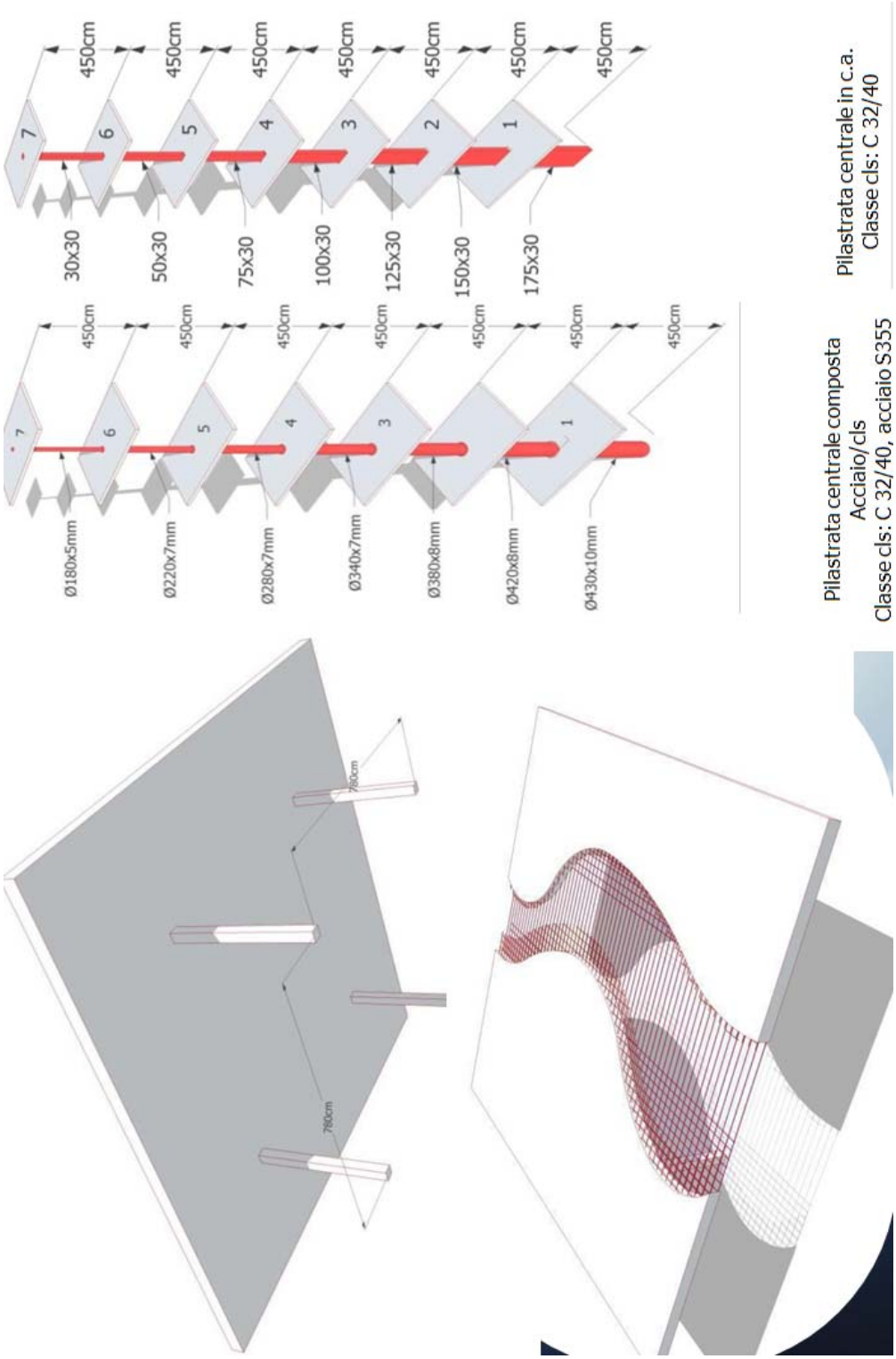


Figura 8: ipotesi di solaio a soletta piena eseguita in opera

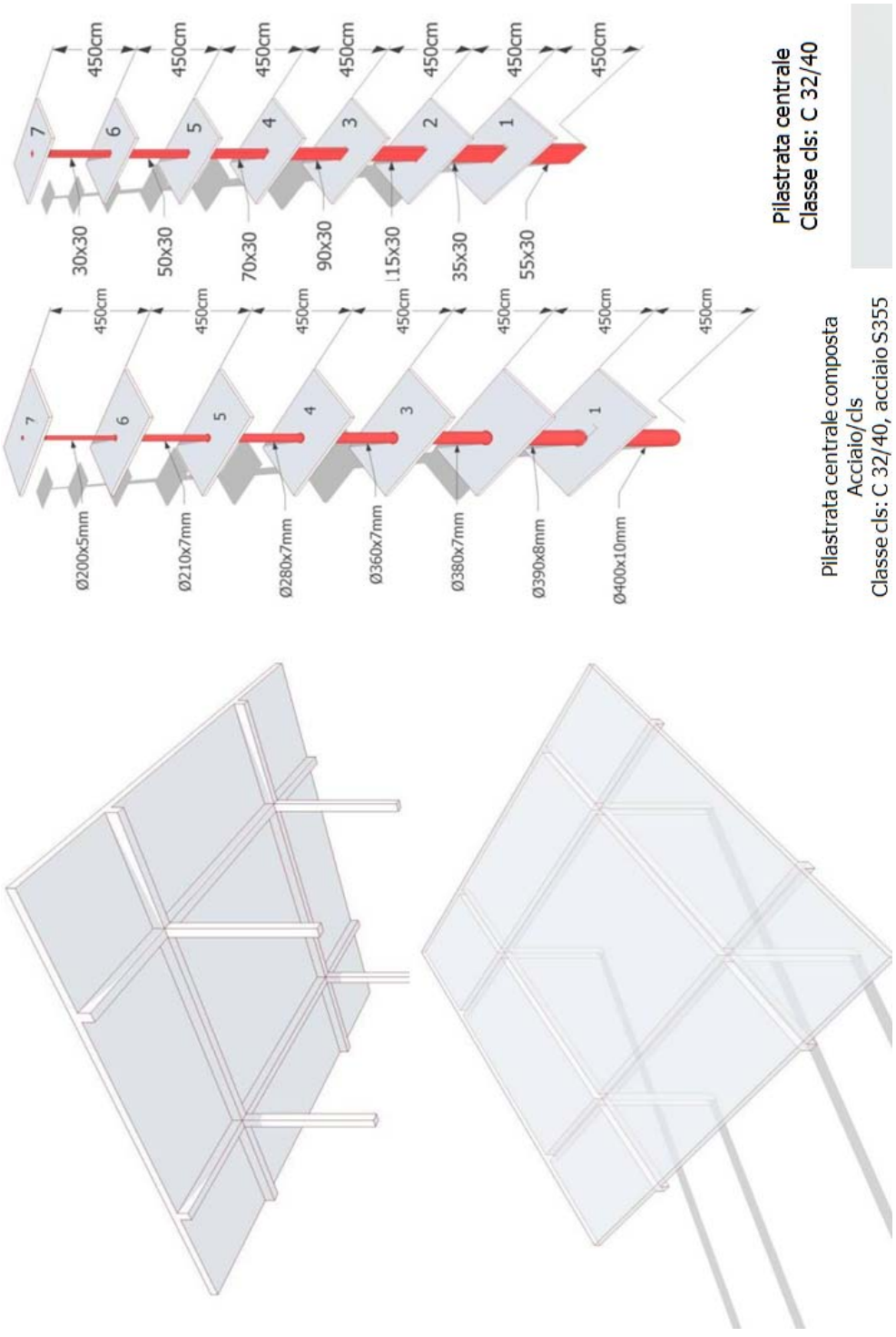


Figura 9: ipotesi di solaio a soletta piena nervata eseguita in opera

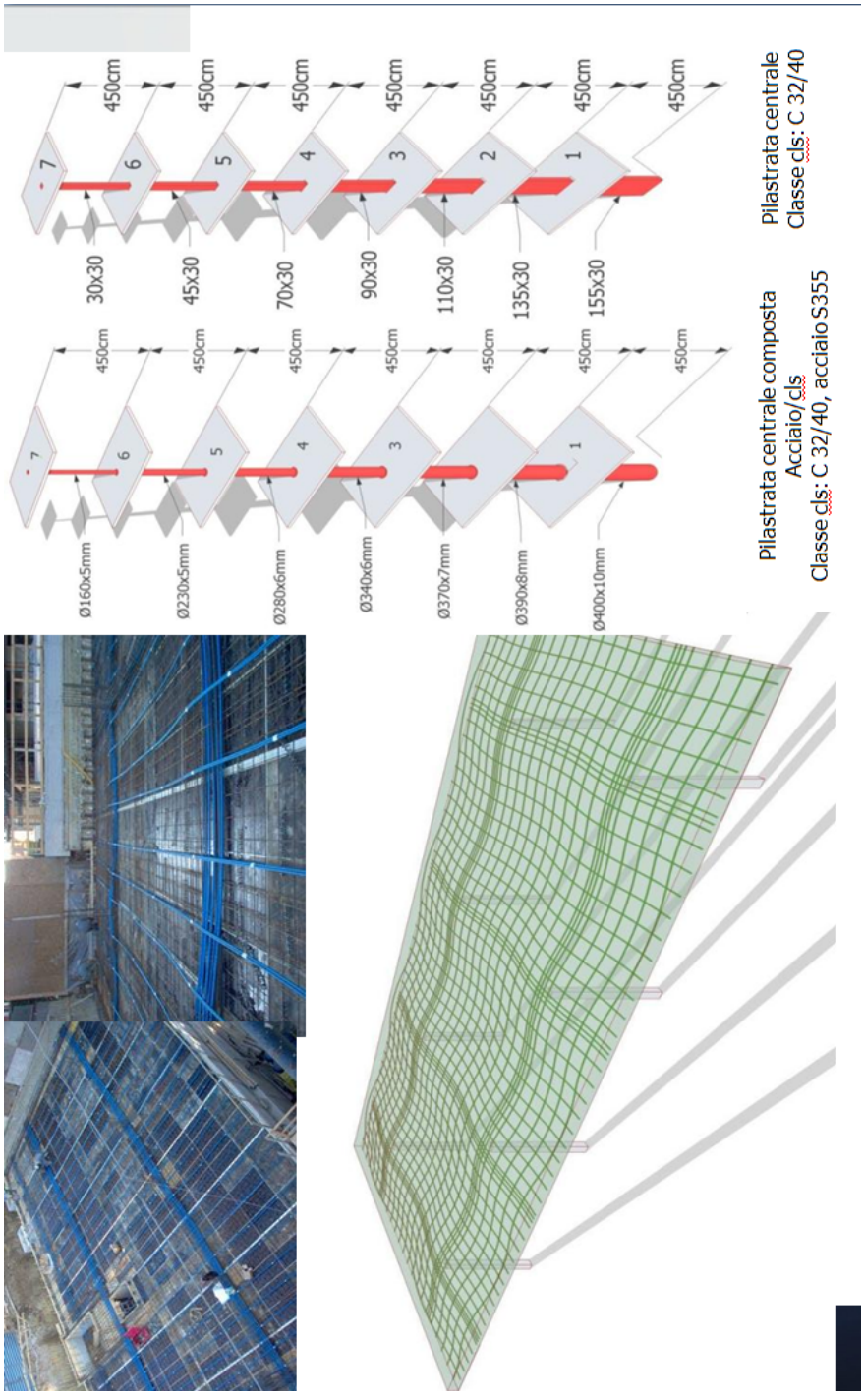


Figura 10: ipotesi di solaio a soletta piena con cavi post tesi

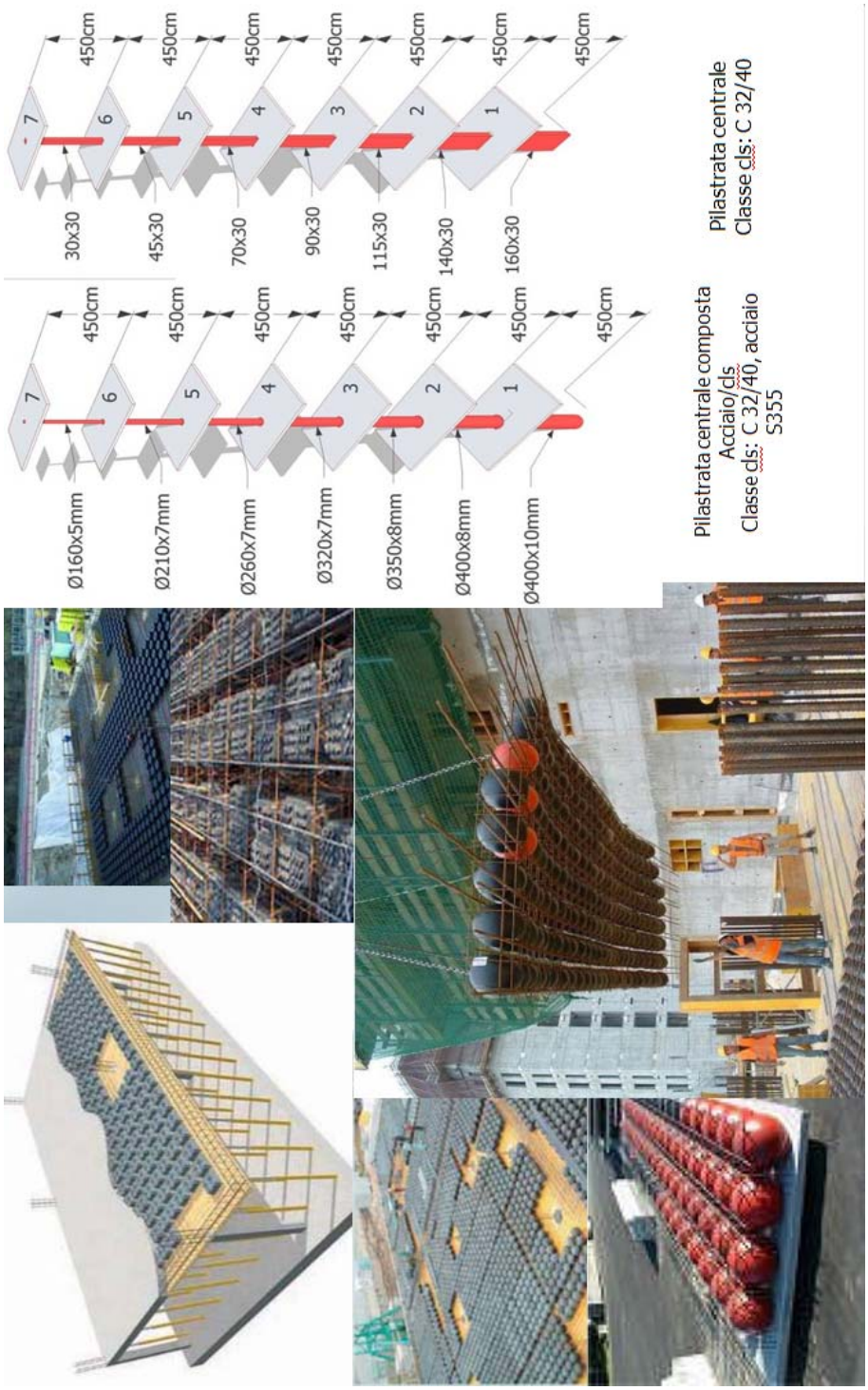


Figura 11: ipotesi di solaio a soletta con alleggerimenti

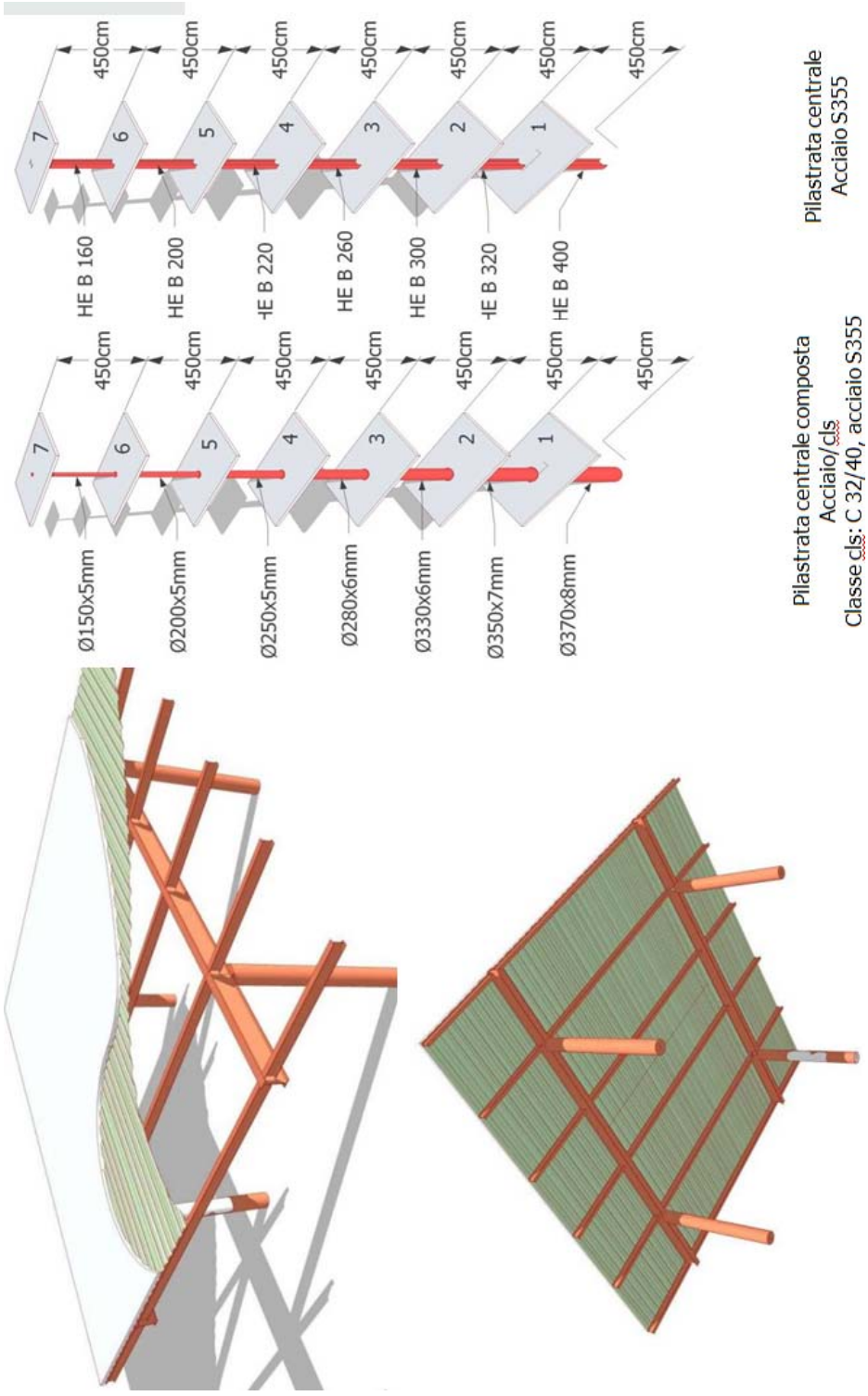


Figura 12: ipotesi di solaio con lamiera grecata su travi metalliche

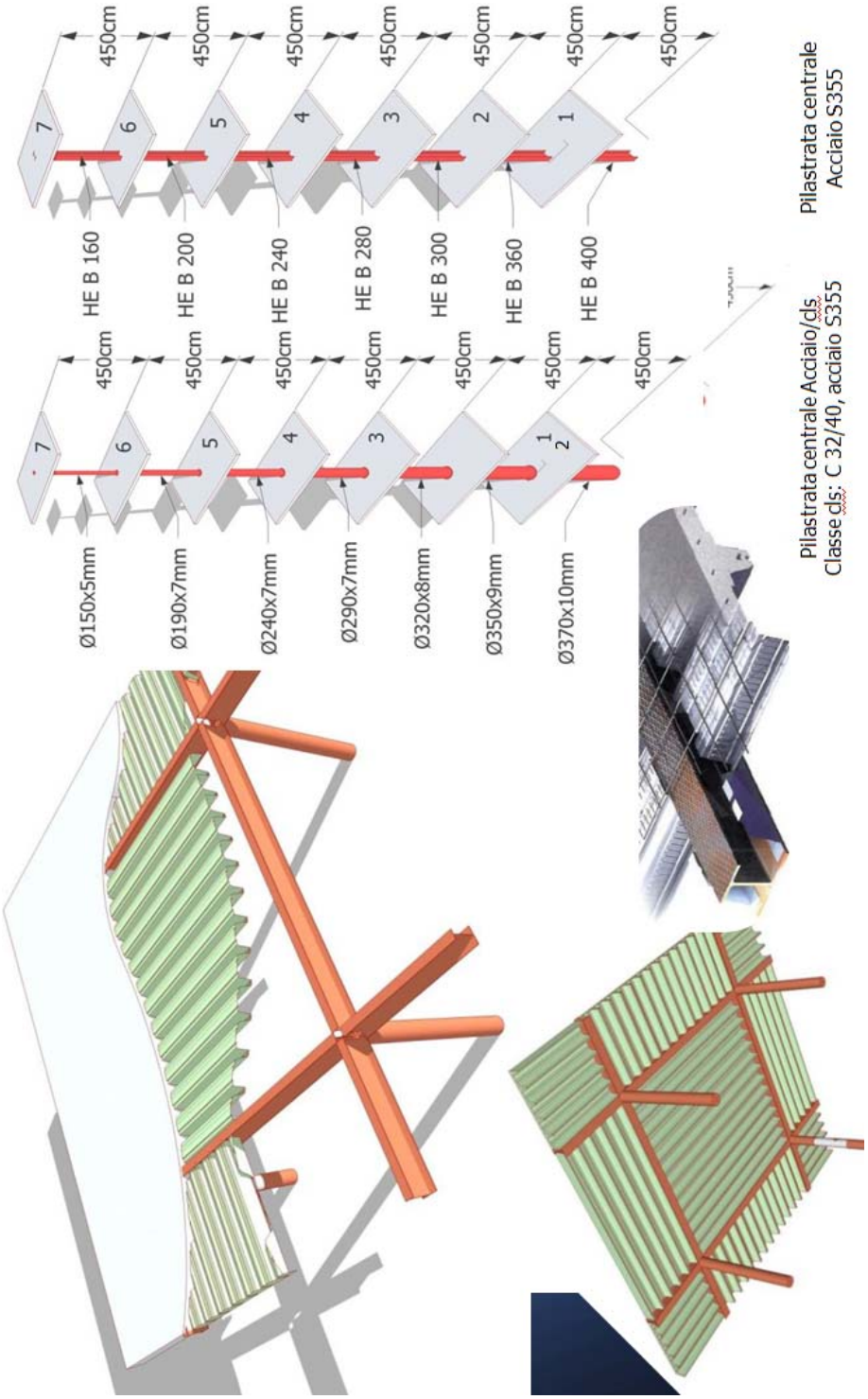


Figura 13: ipotesi di solaio tipo slim deck

9. MODELLAZIONE STRUTTURALE

Essendo in fase preliminare di progettazione, le strutture sono state predimensionate utilizzando schemi strutturali semplificati e parziali ma comunque idonei a valutare correttamente il funzionamento strutturale degli edifici e tipologia e dimensione delle varie componenti strutturali.

9.1. Analisi statica lineare

L'analisi si esegue considerando le seguenti condizioni di carico elementari, successivamente combinate tra di loro in modo opportuno, al fine di massimizzare le sollecitazioni su vari elementi:
Le combinazioni devono rispettare la seguente relazione relativa allo SLU

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

I coefficienti ψ_{oi} si ricavano dalla seguente tabella

AZIONE	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0.6	0.2	0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0

AZIONE		γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1	1
	sfavorevoli		1.1	1.3	1
Carichi permanenti non strutturali**	favorevoli	γ_{G2}	0	0	0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

** Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

9.2. Analisi modale

Mediante l'analisi modale l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto per gli stati limite di esercizio, cioè con fattore di struttura unitario per le strutture non dissipative o con lo spettro relativo agli stati limite ultimi per quelle dissipative. Essa consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo.

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Con questo tipo di analisi dinamica lineare, la risposta viene calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; e successivamente combinata applicando la seguente espressione:

$$1 \cdot Ex + 1 \cdot Ey + 0.3 \cdot Ez$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

La componente verticale verrà tenuta in conto ove necessario.

9.2.1. Requisiti del modello

Il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Nella definizione del modello alcuni elementi

strutturali, considerati “secondari”, e gli elementi non strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi), possono essere rappresentati unicamente in termini di massa, considerando il loro contributo alla rigidezza e alla resistenza del sistema strutturale solo qualora essi possiedano rigidezza e resistenza tali da modificare significativamente il comportamento del modello.
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che siano realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali in acciaio o in legno e purché le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza.
Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell’influenza della sollecitazione assiale permanente.
Nel caso di comportamento non dissipativo si adottano unicamente i modelli lineari.
Nel caso di comportamento dissipativo si possono adottare sia modelli lineari sia modelli non lineari. Il legame costitutivo utilizzato per modellare il comportamento non lineare della struttura dovuto alla non linearità di materiale deve essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell’energia dissipata nei cicli di isteresi.

9.3. Analisi con spettro di risposta

L’analisi sismica si svolge applicando gli spettri di progetto orizzontali in due direzioni ortogonali. Le masse sismiche da considerare sono date dalla relazione

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

Le combinazioni da considerare sia agli stati limite ultimi che di esercizio sono date da

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove E è l’effetto dell’azione sismica combinata nelle diverse direzioni con la relazione sottostante, ruotando i coefficienti per ottenere la condizione più sfavorevole:

$$1 \cdot Ex + 1 \cdot Ey + 0.3 \cdot Ez$$

10. DIMENSIONAMENTO DELLE PILASTRATE

Il dimensionamento delle pilastrate è stato eseguito per aree di influenza, considerando la sola azione assiale ipotizzando che le azioni taglianti, derivanti da sisma e vento, siano trasferite dal solaio integralmente verso i setti di controventamento.

Vengono considerate le stilate che hanno la maggiore area di influenza possibile, in relazione alla maglia strutturale riportata nella figura successiva e la destinazione d'uso più sfavorevole in termini di carico accidentale.

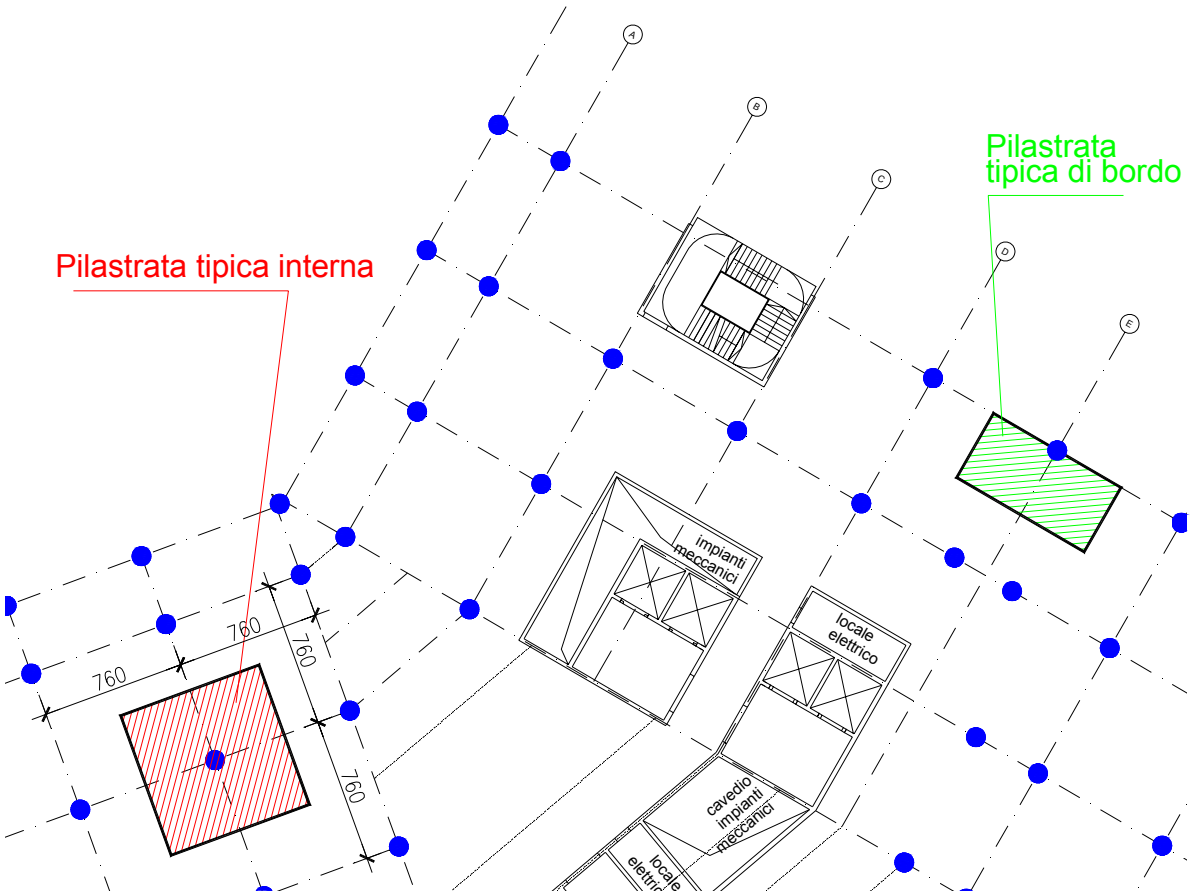


Figura 14: pilastrate considerate nel predimensionamento

10.1. Criterio di verifica delle colonne composte

Ai fini della verifica delle pilastrate si segue quanto indicato dal DM 14.01.2008 e relativa circolare applicativa e quanto contenuto nell'eurocodice 4 parte 1-1.

10.1.1. Generalità

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, presso-flessione e taglio, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo, con sezione costante:

(a) sezioni completamente rivestite di calcestruzzo;

(b) sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo;

(c) sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo;

(d) sezioni circolari cave riempite di calcestruzzo.

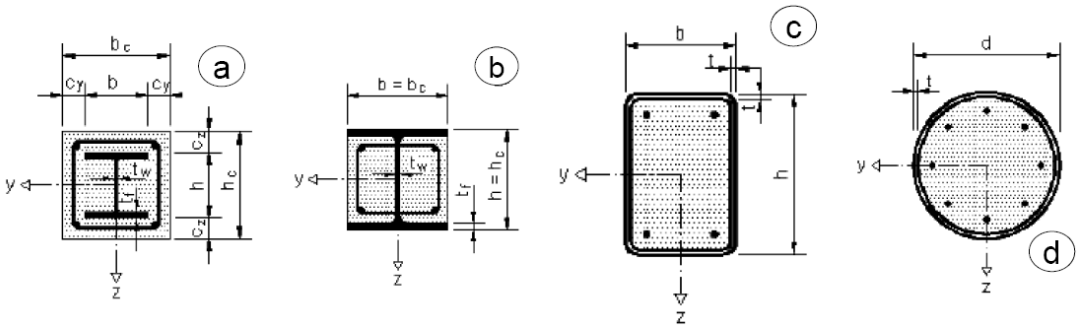


Figura 15: tipi di sezioni composte

Nel seguito vengono fornite indicazioni per verificare le colonne composte più comuni che rispettano i seguenti requisiti:

1. la sezione è doppiamente simmetrica;
2. il contributo meccanico di armatura δ è compreso tra 0,2 e 0,9;
3. la snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$ è inferiore a 2.0;
4. per le sezioni interamente rivestite, tipo (a) nella figura precedente, i copriferri massimi che si possono considerare nel calcolo sono cy=0,4×b e cz=0,3×h;
5. il rapporto tra l'altezza hc e la larghezza bc della sezione deve essere $0,2 \le hc/bc \le 5,0$.

Nei criteri di verifica, inoltre, si deve distinguere il caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta dal caso in cui la costruzione venga realizzata costruendo prima la parte in acciaio e poi completandola con il calcestruzzo.

La rigidezza flessionale istantanea della sezione composta, EJ_{eff} , da utilizzarsi per la definizione del carico critico euleriano è data dalla formula

$$EJ_{eff} = E_a J_a + E_s J_s + k_e E_{cm} J_c$$

dove

k_e è un fattore correttivo pari a 0,6

J_a, J_s, J_c mentre sono i momenti di inerzia rispettivamente del profilo in acciaio, delle barre d'armature e del calcestruzzo

E_{cm} è il modulo elastico istantaneo del calcestruzzo.

La snellezza adimensionale della colonna è definita come

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

dove

N_{cr} è il carico critico euleriano definito in base alla rigidezza flessionale efficace della colonna composta

$N_{pl,Rk}$ è il valore caratteristico della resistenza a compressione dato da

$$N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} + 0.85 A_c f_{ck} + A_s f_{sk}$$

In fase di verifica allo stato limite ultimo, invece, occorre tenere conto degli effetti del secondo ordine, cosicché il valore della rigidezza flessionale diventa

$$EJ_{eff,II} = k_0 \left(E_a J_a + E_s J_s + k_{e,II} E_{cm} J_c \right)$$

dove

k_0 vale 0,9

$k_{e,II}$ è assunto pari a 0,5

Quando una colonna è particolarmente snella, oppure quando la costruzione richiede particolari livelli di sicurezza, è necessario considerare anche i fenomeni a lungo termine.

10.1.2. Resistenza a compressione della sezione

La resistenza plastica della sezione composta a sforzo normale può essere valutata, nell'ipotesi di completa aderenza tra i materiali, secondo la formula

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{0.85 A_c f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}$$

dove

A_a, A_c, A_s sono, rispettivamente, le aree del profilo in acciaio, della parte in calcestruzzo e delle barre d'armatura

$\gamma_a = 1.05 \qquad \gamma_c = 1.5 \qquad \gamma_s = 1.15$

Nel caso in cui si adottino sezione riempite rettangolari o quadrate, tipo (c) nella figura precedente, è possibile tenere in conto l'effetto del confinamento del calcestruzzo all'interno del tubo, considerando α_{cc}=1. Per le colonne a sezione circolare riempite con calcestruzzo, tipo (d) nella figura precedente, si può tenere in conto l'effetto del confinamento del calcestruzzo offerto dall'acciaio.

Nelle colonne composte realizzate con profili a sezione cava di forma circolare è possibile tenere in conto, nel calcolo della sforzo normale plastico resistente, degli effetti prodotti dal confinamento che il tubo in acciaio esercita sul calcestruzzo. In particolare, è possibile fare riferimento a vari modelli di confinamento presenti nelle normative e nella documentazione tecnico/scientifica di comprovata validità. In mancanza di più precise analisi e per elementi strutturali del tipo rappresentato nella Figura C4.3.8 è possibile utilizzare il seguente modello di confinamento. La resistenza plastica della colonna circolare riempita di calcestruzzo, tenendo conto del confinamento, assume la seguente forma

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a} + \frac{A_c f_{ck}}{\gamma_c}\left(1 + \eta_c \frac{t}{d}\frac{f_{yk}}{f_{ck}}\right) + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s}$$

dove

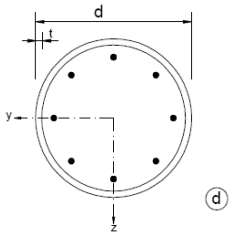
t è lo spessore del tubo di acciaio

d è il diametro esterno della colonna.

Tale formula è valida nel caso in cui $\bar{\lambda} \le 0.5$ e l'eccentricità massima del carico è $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \le 0.1$. I coefficienti η_a ed η_c sono dati dalle seguenti espressioni

$$\eta_a = \begin{cases} 0,25(3+2\cdot\bar{\lambda}) \le 1,0 & e = 0 \\ 0,25(3+2\cdot\bar{\lambda}) + 10\cdot(0,25-0,5\cdot\bar{\lambda})\cdot\frac{e}{d} & 0<e/d\le 0,1 \\ 1,0 & e>0,1 \end{cases}$$

$$\eta_c = \begin{cases} \left(4,9\text{-}18,5\bar{\lambda}+17\cdot\bar{\lambda}^2\right) \ge 0 & e = 0 \\ \left(4,9\text{-}18,5\bar{\lambda}+17\cdot\bar{\lambda}^2\right)\cdot\left(1\text{-}10\frac{e}{d}\right) & 0<e/d\le 0,1 \\ 0 & e>0,1 \end{cases}$$



10.1.3. Resistenza a taglio

La sollecitazione di taglio V_{Ed} agente sulla sezione deve essere distribuita tra la porzione in acciaio e la porzione in calcestruzzo in modo da risultare minore o uguale della resistenza di ognuna delle due parti della sezione. In assenza di analisi più accurate il taglio può essere suddiviso utilizzando la seguente formula

$$V_{a,Ed} = V_{Ed}\frac{M_{pl,a,rd}}{M_{pl,rd}} \qquad V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}$$

dove

$M_{pl,rd}$ è il momento resistente della sezione composta

$M_{pl,a,rd}$ è il momento resistente della sola sezione in acciaio

In generale la sollecitazione di taglio sulla parte in acciaio, $V_{a,Ed}$ non deve eccedere il 50% del taglio resistente della sola sezione in acciaio $V_{c,Ed}$ per poterne così trascurare l'influenza sulla determinazione della curva di interazione N-M. In caso contrario è possibile tenerne in conto gli effetti (interazione taglio e flessione) riducendo la tensione
di snervamento dell'anima. Per semplicità è possibile procedere assegnando tutta l'azione di taglio V_{Ed} alla sola parte in acciaio.

10.1.4. Stabilità delle membrature compresse

La resistenza all'instabilità della colonna composta è data dalla formula

$$N_{b,Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

dove

χ è il coefficiente riduttivo che tiene conto dei fenomeni di instabilità, definito in funzione della snellezza adimensionale dell'elemento $\bar{\lambda}$ con la formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

dove

$$\Phi = 0.5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0.2\right) + \bar{\lambda}^2\right]$$

α è il fattore di imperfezione, ricavato dalla figura successiva.

I fenomeni di instabilità locali possono essere ignorati nel calcolo delle colonne se sono rispettate le seguenti disuguaglianze:

$\frac{d}{t} \leq 90\frac{235}{f_y}$ per colonne circolari cave riempite

$\frac{d}{t} \leq 52\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ per colonne rettangolari cave riempite

$\frac{b}{t_f} \leq 44\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ per sezioni parzialmente rivestite

$c \geq max\left\{40mm; \frac{b}{6}\right\}$ per sezioni completamente rivestite

dove

b e t_f sono rispettivamente la larghezza e lo spessore delle ali del profilo ad I o H

d e t invece il diametro e lo spessore della sezione dei profili cavi

c è il copriferro esterno delle sezioni interamente rivestite

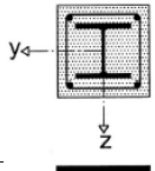
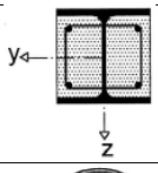
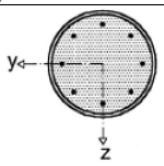
Tipo sezione	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
 (a)	y-y	b	
	z-z	c	
 (b)	y-y	b	
	z-z	c	
 (c)		a (ρ_s<3%)	
		b (3%<ρ_s<6%)	
		$\rho_s=A_s/A_c$ (A_s area armature, A_c area calcestruzzo)	
Curva di instabilità	a	b	c
Fattore di imperfezione α	0,21	0,34	0,49

Figura 16: curve di instabilità e fattori di imperfezione

10.2. Analisi dei carichi pilastrata centrale

Per la pilastrata tipo considerata si riporta di seguito l'analisi dei carichi. Ai fini della definizione del carico assiale sono stati considerati i pesi di soli due tipi di sezioni di pilastri, quelle considerate al punto 6.1.1.C.

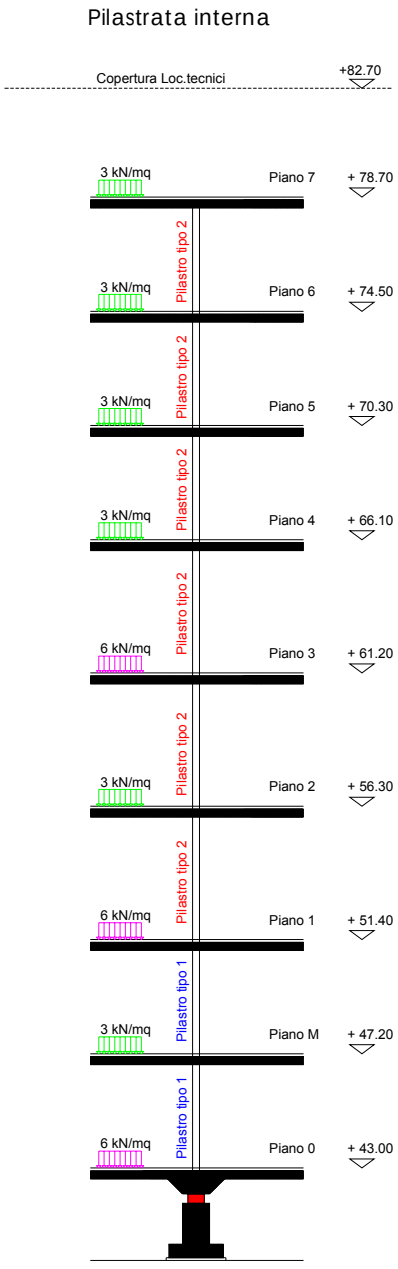


Figura 17: pilastrata interna tipo

ANALISI DEI CARIHI PILASTRATA INTERNA

Area di influenza	7.6	m	x	7.6	m	=	57.76	m^2			

Carichi permanenti piani 0 ed M

Peso del solaio	0.3	m	x	25	kN/m^3	x	57.76	m^2	=	433.20	kN
Permanenti portati				2.5	kN/m^2	x	57.76	m^2	=	144.40	kN
Peso pilastro tipo 1	4.20	m	x	6.07	kN/m				=	25.49	kN
										603.09	kN

Carichi permanenti piani 1-2-3-4-5-6

Peso del solaio	0.3	m	x	25	kN/m^3	x	57.76	m^2	=	433.20	kN
Permanenti portati				2.5	kN/m^2	x	57.76	m^2	=	144.40	kN
Peso pilastro tipo 2	4.60	m	x	4.09	kN/m				=	18.81	kN
										596.41	kN

Carichi accidentali

Zona degenze				3	kN/m^2	x	57.76	m^2	=	173.28	kN
Zona sale operatorie				6	kN/m^2	x	57.76	m^3	=	346.56	kN

Combinazione allo SLU

	Permanenti		γ_G		Accidentali		γ_Q			Nsd	
Piano 7	596.41	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	1035 kN	1035	kN
Piano 6	596.41	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	1035 kN	2071	kN
Piano 5	596.41	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	1035 kN	3106	kN
Piano 4	596.41	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	1035 kN	4141	kN
Piano 3	596.41	x	1.30	+	346.56	x	1.50	=	1295 kN	5436	kN
Piano 2	596.41	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	1035 kN	6471	kN
Piano 1	603.09	x	1.30	+	346.56	x	1.50	=	1304 kN	7775	kN
Piano M	603.09	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	1044 kN	8819	kN

Combinazione allo SLE

	Permanenti		γ_G		Accidentali		γ_Q			Nsd	
Piano 7	596.41	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	769.7 kN	769.7	kN
Piano 6	596.41	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	769.7 kN	1539	kN
Piano 5	596.41	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	769.7 kN	2309	kN
Piano 4	596.41	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	769.7 kN	3079	kN
Piano 3	596.41	x	1.00	+	346.56	x	1.00	=	943 kN	4022	kN
Piano 2	596.41	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	769.7 kN	4791	kN
Piano 1	603.09	x	1.00	+	346.56	x	1.00	=	949.7 kN	5741	kN
Piano M	603.09	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	776.4 kN	6517	kN

10.3. Analisi dei carichi pilastrata di bordo

Per la pilastrata tipo considerata si riporta di seguito l'analisi dei carichi. Ai fini della definizione del carico assiale sono stati considerati i pesi di soli due tipi di sezioni di pilastri, quelle considerate al punto 6.1.1.C.

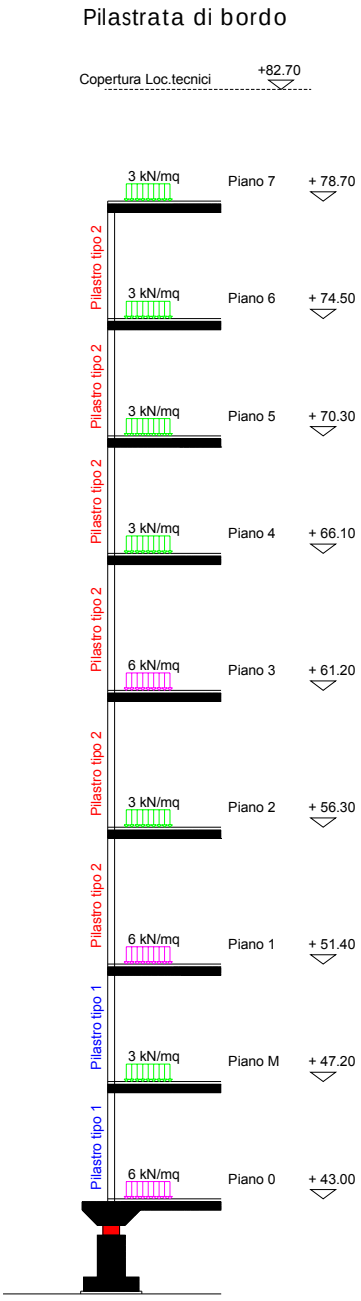


Figura 18: pilastrata di bordo tipo

ANALISI DEI CARIHI PILASTRATA DI BORDO

Area di influenza	7.6	m	x	3.8	m	=	28.88	m^2		

Carichi permanenti piani 0 ed M

Peso del solaio	0.3	m	x	25	kN/m^3	x	28.88	m^2	=	216.60	kN
Permanenti portati				2.5	kN/m^2	x	28.88	m^2	=	72.20	kN
Peso facciata				97.28	kN				=	97.28	kN
Peso pilastro tipo 1	4.20	m	x	6.07	kN/m				=	25.49	kN
										411.57	kN

Carichi permanenti piani 1-2-3-4-5-6

Peso del solaio	0.3	m	x	25	kN/m^3	x	28.88	m^2	=	216.60	kN
Permanenti portati				2.5	kN/m^2	x	28.88	m^2	=	72.20	kN
Peso facciata				97.28	kN				=	97.28	kN
Peso pilastro tipo 2	4.60	m	x	4.09	kN/m				=	18.81	kN
										404.89	kN

Carichi accidentali

Zona degenze				3	kN/m^2	x	28.88	m^2	=	86.64	kN
Zona sale operatorie				6	kN/m^3	x	28.88	m^3	=	173.28	kN

Combinazione allo SLU

	Permanenti		γ_G		Accidentali		γ_Q				Nsd	
Piano 7	404.89	x	1.30	+	86.64	x	1.50	=	656.3	kN	656.3	kN
Piano 6	404.89	x	1.30	+	86.64	x	1.50	=	656.3	kN	1313	kN
Piano 5	404.89	x	1.30	+	86.64	x	1.50	=	656.3	kN	1969	kN
Piano 4	404.89	x	1.30	+	86.64	x	1.50	=	656.3	kN	2625	kN
Piano 3	404.89	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	786.3	kN	3412	kN
Piano 2	404.89	x	1.30	+	86.64	x	1.50	=	656.3	kN	4068	kN
Piano 1	411.57	x	1.30	+	173.28	x	1.50	=	795	kN	4863	kN
Piano M	411.57	x	1.30	+	86.64	x	1.50	=	665	kN	5528	kN

Combinazione allo SLE

	Permanenti		γ_G		Accidentali		γ_Q				Nsd	
Piano 7	404.89	x	1.00	+	86.64	x	1.00	=	491.5	kN	491.5	kN
Piano 6	404.89	x	1.00	+	86.64	x	1.00	=	491.5	kN	983.1	kN
Piano 5	404.89	x	1.00	+	86.64	x	1.00	=	491.5	kN	1475	kN
Piano 4	404.89	x	1.00	+	86.64	x	1.00	=	491.5	kN	1966	kN
Piano 3	404.89	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	578.2	kN	2544	kN
Piano 2	404.89	x	1.00	+	86.64	x	1.00	=	491.5	kN	3036	kN
Piano 1	411.57	x	1.00	+	173.28	x	1.00	=	584.9	kN	3621	kN
Piano M	411.57	x	1.00	+	86.64	x	1.00	=	498.2	kN	4119	kN

10.4. Verifica delle colonne

La verifica viene eseguita secondo i criteri esposti al punto 10.1.

Con riferimento all'analisi dei carichi di cui ai punti precedenti, si ha quanto segue:

VERIFICA PILASTRATA INTERNA

Pilastro con profilo cavo riempito di calcestruzzo

	Nsd		L		Ø		sp		Nrd		Sfruttamento
Piano 6	1035	kN	4200	mm	220	mm	9	mm	2308.62	kN	0.45
Piano 5	2071	kN	4200	mm	220	mm	9	mm	2308.62	kN	0.90
Piano 4	3106	kN	4200	mm	340	mm	10	mm	4976.87	kN	0.62
Piano 3	4141	kN	4900	mm	340	mm	10	mm	4787.45	kN	0.86
Piano 2	5436	kN	4900	mm	420	mm	11	mm	7197.44	kN	0.76
Piano 1	6471	kN	4900	mm	420	mm	11	mm	7197.44	kN	0.90

Pilastro con anima metallica centrale

	Nsd		L		Ø		Profilo	Nrd		Sfruttamento
Piano M	7775	kN	4200	mm	500	mm	HE M 240	9850	kN	0.79
Piano 0	8819	kN	4200	mm	500	mm	HE M 240	9850	kN	0.90

VERIFICA PILASTRATA DI BORDO

Pilastro con profilo cavo riempito di calcestruzzo

	Nsd		L		Ø		sp		Nrd		Sfruttamento
Piano 6	656	kN	4200	mm	220	mm	4	mm	1433.18	kN	0.46
Piano 5	1313	kN	4200	mm	220	mm	4	mm	1433.18	kN	0.92
Piano 4	1969	kN	4200	mm	340	mm	6	mm	3752.44	kN	0.52
Piano 3	2625	kN	4900	mm	340	mm	6	mm	3616.97	kN	0.73
Piano 2	3412	kN	4900	mm	420	mm	8	mm	6038.39	kN	0.57
Piano 1	4068	kN	4900	mm	420	mm	8	mm	6038.39	kN	0.67

Pilastro con anima metallica centrale

	Nsd		L		Ø		Profilo	Nrd		Sfruttamento
Piano M	4863.00	kN	4200	mm	500	mm	HE M 120	5847	kN	0.83
Piano 0	5528.00	kN	4200	mm	500	mm	HE M 120	5847	kN	0.95

Il valore Nrd riportato in tabella è il minimo tra quello ottenuto dalla verifica di resistenza e quello della verifica di stabilità dell'equilibrio.

11. DIMENSIONAMENTO DEI SOLAI

I solai sono del tipo a soletta piena in c.a. gettati in opera con spessore costante di 30 cm. In fase di sviluppo del progetto preliminare, il funzionamento statico considerato è quello di una piastra bidirezionale sostenuta da pilastri di sezione circolare posti secondo una maglia regolare quadrata di lato 7.60 m. Tale scelta consente di ottenere intradossi piani facilmente e velocemente casserabili.

In relazione alla destinazione d'uso dei locali si hanno due tipologie fondamentali di solai:

- solai per le zone degenze e corsie
- solai per le sale operatorie

Il calcolo della piastra si esegue con un software agli elementi finiti. Si estrae una porzione limitata di solaio e su di esso si ripristinano le condizioni al contorno che simulano la reale prosecuzione laterale del solaio.

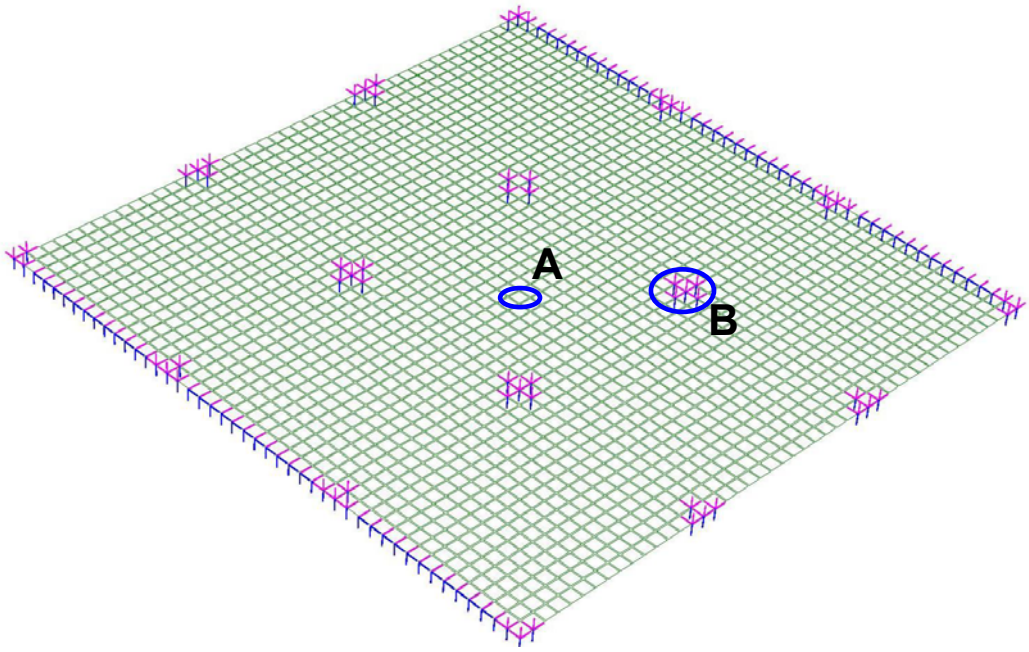


Figura 19: modello FEM della porzione di solaio considerata

In corrispondenza dei pilastri sono stati introdotti appoggi diffusi su una area finita in modo da rappresentare la larghezza del pilastro sottostante ed eliminare i picchi di tensioni che ne sarebbero impropriamente nati.

11.1. Solai zona degenze e corsie

Solai destinati a sostenere le camere per le degenze sono soggette ad un carico accidentale inferiore rispetto quello che compete ai solai destinati alle sale operatorie. Di seguito è riportata l'analisi dei carichi considerati:

SOLAIO PIANO TIPO: zona degenze								
Soletta piena sp. 30 cm	0.30	m	x	25	kN/m^3	=	7.5	kN/m^2
Carichi permanenti portati				2.5	kN/m^2	=	2.5	kN/m^2
Carichi accidentali				3	kN/m^2	=	3	kN/m^2

Il carico accidentale è stato disposto a scacchiera sulle diverse porzioni di solaio in modo da massimizzare le caratteristiche di sollecitazione sia in campata che in appoggio.

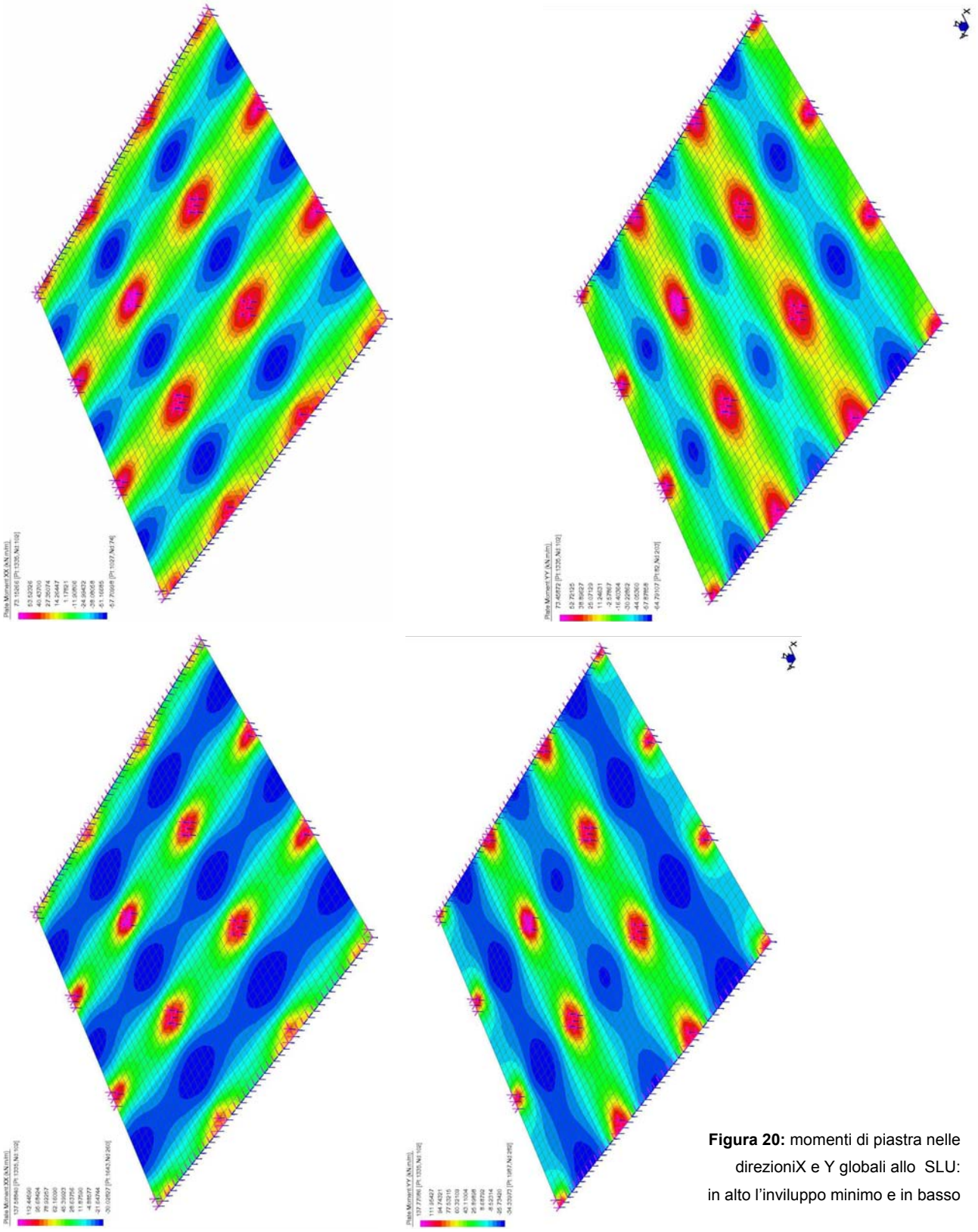


Figura 20: momenti di piastra nelle direzioniX e Y globali allo SLU: in alto l'inviluppo minimo e in basso

Note le sollecitazioni, si dispone una armatura corrente come sotto:

SEZIONE DI CAMPATA: punto A							
Cls	C 32/40				base	100	cm
Acciaio	B 450 C				altezza	30	cm
Armatura compressa		5 Ø 12			d'	4	cm
Armatura tesa		5 Ø 14			d	26	cm
Mrdu	78.63	kNm	>		Msdu	65	kNm
Mcr	43.20	kNm	<		Msd,freq	43.3	kNm
La sezione si fessura.							
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è							
0.21	mm	<	w_3=0.4				

In corrispondenza del pilastro si introduce una armatura integrativa a momento negativo:

SEZIONE DI APPOGGIO: punto B							
Cls	C 32/40				base	100	cm
Acciaio	B 450 C				altezza	30	cm
Armatura compressa		6 Ø 12			d'	4	cm
Armatura tesa		5 Ø 12			d	26	cm
Armatura tesa		5 Ø 14			d	26	cm
Mrdu	128.67	kNm	>		Msdu	114.3	kNm
Mcr	45.92	kNm	<		Msd,freq	66	kNm
La sezione si fessura.							
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è							
0.32	mm	<	w_3=0.4				

L’armatura prevista tiene conto della migrazione delle tensioni verso le campate per effetto della natura viscosa del calcestruzzo.

Con l’armatura prevista per la campata si ottiene un taglio resistente di

Vrd,u	134.85 kN

che è superiore al taglio di piastra sollecitante.

In corrispondenza degli appoggi si esegue la verifica a punzonamento con l’ipotesi di carico perfettamente centrato e assenza di momenti flettenti:

11.2. Solai zona sale operatorie

Per questa tipologia di solaio si considera un carico accidentale superiore rispetto quello considerato per le zone adibite a degenze. Di seguito è riportata l'analisi dei carichi considerati:

SOLAIO PIANO TIPO: zona degenze								
Soletta piena sp. 30 cm	0.30	m	x	25	kN/m^3	=	7.5	kN/m^2
Carichi permanenti portati				2.5	kN/m^2	=	2.5	kN/m^2
Carichi accidentali				6	kN/m^2	=	6	kN/m^2

I diagrammi dei momenti di piastra sono qualitativamente uguali a quelli del punto precedente.

Note le sollecitazioni, si dispone una armatura corrente come sotto:

SEZIONE DI CAMPATA						
Cls	C 32/40			base	100	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	30	cm
Armatura compressa	5 Ø 12			d'	4	cm
Armatura tesa	5 Ø 16			d	26	cm
Mrdu	99.51	kNm	>	Msdu	82	kNm
Mcr	44.25	kNm	<	Msd,freq	51.3	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.17 mm < w_3=0.4

In corrispondenza del pilastro si introduce una armatura integrativa a momento negativo:

SEZIONE DI APPOGGIO						
Cls	C 32/40			base	100	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	30	cm
Armatura compressa	5 Ø 16			d'	4	cm
Armatura tesa	5 Ø 12			d	26	cm
Armatura tesa	5 Ø 16			d	26	cm
Mrdu	149.31	kNm	>	Msdu	144	kNm
Mcr	47.58	kNm	<	Msd,freq	90	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.34 mm < w_3=0.4

12. PUNZONAMENTO SOLAI

La verifica a punzonamento si esegue secondo le indicazioni contenute nell'eurocodice 2, rimandando la norma italiana a normative di comprovata validità.
Sono da eseguirsi verifiche in corrispondenza del filo del pilastro e lungo un contorno distante 2d dal filo del pilastro.

12.1. Verifica a filo pilastro

Questo tipo di verifica, da effettuare lungo il contorno del pilastro, date le caratteristiche meccaniche e geometriche nodo pilastro-solaio, è soddisfatta per tutte le colonne con diametro superiore a 30 cm. Nel caso specifico rimangono delle criticità per le colonne degli ultimi due livelli che hanno diametro di soli 22 cm. In questo caso per non aumentare il diametro del pilastro e per non creare un capitello di calcestruzzo che dia luogo a delle discontinuità all'intradosso del solaio, si preferisce realizzare in testa alla colonna un anello metallico circolare che coinvolga nel meccanismo di rottura per taglio lungo il bordo una porzione più ampia di calcestruzzo. Tale anello avrà quindi un diametro adeguato.

VERIFICA PUNZONAMENTO: filo pilastro

Cls	C 32/40			Øpilastro	30	cm
Acciaio	B 450 C			altezza utile	30	cm
f_{cd}	18.81	MPa				
$v_{rd,max}$	4.70	MPa				
$V_{rd,max}$	1329.84	kN	>	V_{Ed} 1304	kN	

Si considera il pilastro dal diametro minore.
V_{Ed} è la differenza di sforzo normale di due pilastri ad un dato piano.

12.2. Verifica a distanza 2d dal filo pilastro

La verifica a distanza 2d dal filo del pilastro è da effettuare ad ogni piano. L'armatura resistente è rappresentata dalle barre inserite per la resistenza a flessione. Questa armatura è la stessa per tutti i piani mentre il diametro della colonna è variabile. Anche nella più favorevole delle ipotesi, colonna di diametro 50 cm, la verifica non viene soddisfatta, come mostrato nel calcolo successivo, pertanto si richiede l'inserimento di una apposita armatura a punzonamento.

VERIFICA PUNZONAMENTO: sul contorno a distanza 2d senza armature specifiche					
Dati					
Cls	C 32/40		Øpilastro	50	cm
Acciaio	B 450 C		d_x	26	cm
			d_y	24	cm
A_{sx}	10 Ø 12		A_{sy}	10 Ø 12	
A_{sx}	10 Ø 14		A_{sy}	10 Ø 14	
	2670.4 mm²			2670.4 mm²	
f_{ck}	33.20 MPa		L_x	2000 mm	
d	250 mm		L_y	2000 mm	
u	4712.39 mm		ρ_x	0.0053	
			ρ_y	0.0053	
ρ_l	0.0053		v_{min}	0.526 MPa	
k	1.89		$v_{rd,c}$	0.593 MPa	
$V_{rd,c}$	698.37 kN	<	V_{Ed}	1304 kN	
La verifica non è soddisfatta pertanto è richiesta una specifica armatura. V_{Ed} è la differenza di sforzo normale di due pilastri ad un dato piano.					

12.3. Calcolo delle armature specifiche a punzonamento

Nel caso in cui la verifica a punzonamento lungo un contorno a distanza 2d dal filo del pilastro non sia soddisfatta è necessaria una armatura specifica a punzonamento come indicato nella figura successiva.

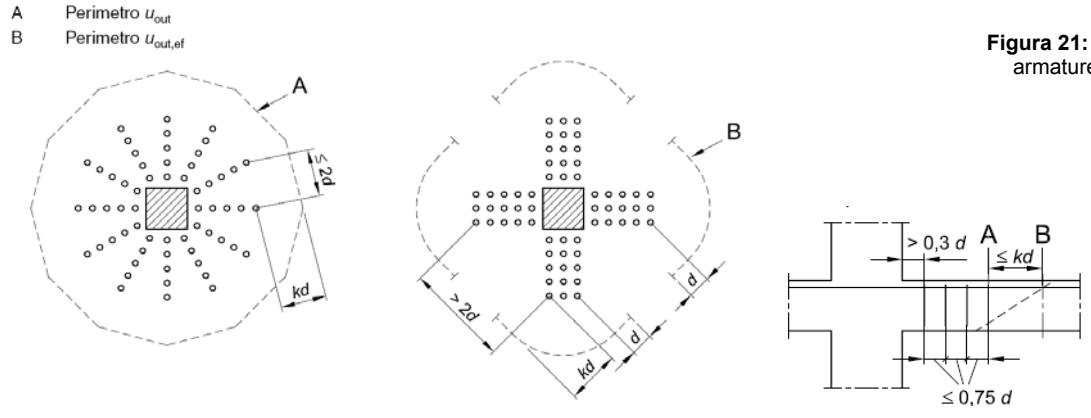


Figura 21: disposizione delle armature a punzonamento

Consideriamo a parità di armatura longitudinale e di spessore di solaio il caso di pilastro diametro minore, 22 cm.

VERIFICA PUNZONAMENTO:
calcolo delle armature specifiche a punzonamento

Dati

Cls	C 32/40		Øpilastro	22	cm
Acciaio	B 450 C		d_x	26	cm
			d_y	24	cm
α	90°		num. serie	4	
V_{Ed}	1035	kN	num. chiodi per serie	12	
			Øchiodo	Ø 12	

A_{sx}	8	Ø 12	A_{sy}	8	Ø 12
A_{sx}	8	Ø 14	A_{sy}	8	Ø 14
	2136.3	mm^2		2136.3	mm^2

d	250	mm	L_x	1720	mm
u	3832.74	mm	L_y	1720	mm
f_{ck}	33.20	MPa	ρ_x	0.0050	
f_{yk}	450.00	MPa	ρ_y	0.0050	
f_{ywd}	391.30	MPa	ρ_l	0.0050	
$f_{ywd,eff}$	312.50	MPa	k	1.89	
$A_{sw,min}$	9.24	mm^2	v_{min}	0.526	MPa
A_{sw}	1357.17	mm^2	$v_{rd,c}$	0.579	MPa

s_r	195	mm	distanza radiale tre le serie di chiodi
s_t	69.42	mm	distanza tangenziale tra i chiodi della serie più esterna
$u_{out,ef}$	7154.27	mm	perimetro oltre il quale non è necessaria l'armatura
$R_{out,ef}$	1138.64	mm	distanza oltre la quale non è necessaria l'armatura
R_{out}	763.64	mm	distanza entro la quale disporre l'armatura
R_{int}	185.00	mm	distanza dalla quale disporre l'armatura
R_u	610.00	mm	distanza del perimetro a 2d

$v_{rd,cs}$ 1.29 MPa > v_{Ed} 1.08 MPa

La verifica è soddisfatta disponendo radialmente 4 serie di chiodi a passo 195 mm
in una fascia compresa tra 185 mm e 763.63 mm dall'asse del pilastro.

13. DIMENSIONAMENTO DEI NUCLEI

Il dimensionamento delle pareti è stato effettuato come per le strutture non soggette al sisma, considerando le azioni verticali e quella del vento. Le diverse parti devono soddisfare i minimi geometrici dati sul calcestruzzo e sulle armature: quindi spessori minimi per le pareti, diametri minimi per le barre orizzontali e verticali, rapporti geometrici minimi di armatura.

14. ISOLATORI SISMICI

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste l'"isolamento sismico" e la "dissipazione d'energia" sono quelle più comunemente utilizzate. Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico. La prima è essenzialmente finalizzata a limitare l'energia in ingresso attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzione da proteggere e quella solidale al terreno, la seconda consente di Dissipare parte dell'energia in ingresso attraverso meccanismi di dissipazione controllata in appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Queste tecniche di protezione si utilizzano per conseguire migliori prestazioni delle costruzioni soggette ad azioni sismiche. Si giustificano in questo modo i possibili maggiori costi dovuti alla progettazione, l'acquisto e l'installazione dei dispositivi, comunque generalmente compensati dalla minore richiesta di rigidezza e resistenza della struttura necessarie per conseguire le prestazioni desiderate.

Per realizzare l'isolamento sismico, occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte superiore (sovrastruttura) e quella inferiore (sottostruttura) della costruzione, soprattutto nelle direzioni orizzontali. Il collegamento tra la sovrastruttura e la sottostruttura è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidezze basse nei confronti degli spostamenti orizzontali ed elevate nei confronti di quelli verticali.

Un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche degli isolatori consente di "disaccoppiare" la

sovrastruttura dalla sottostruttura nelle oscillazioni che coinvolgono prevalentemente spostamenti orizzontali. Il “disaccoppiamento” consiste nella diversificazione del comportamento dinamico delle due suddette porzioni della costruzione: durante un moto oscillatorio, mentre la sottostruttura subisce deformazioni di modesta entità, tanto più quanto maggiore è la sua rigidezza, la sovrastruttura compie oscillazioni tanto più ampie quanto minore è la rigidezza e resistenza degli isolatori. Dette oscillazioni sono dovute per la maggior parte alla deformazione degli isolatori collocati al di sotto della sovrastruttura e solo in minor parte alle deformazioni della sovrastruttura stessa. Durante un terremoto, generalmente, tanto più sono ampie queste oscillazioni tanto più sono modeste le conseguenti accelerazioni, quindi le forze d’inerzia, che subisce la sovrastruttura. Ne consegue che l’isolamento è tanto più efficace quanto minori sono le accelerazioni della sovrastruttura e ciò comporta sostanzialmente due tipi di benefici:

- benefici diretti sulla sovrastruttura, in quanto consente di contenere l’entità delle forze d’inerzia di natura sismica direttamente agenti su di essa;
- benefici indiretti sulla sottostruttura, in quanto consente di contenere l’entità delle forze d’inerzia trasmesse dalla sovrastruttura alla sottostruttura e che, insieme alle forze d’inerzia direttamente agenti su di essa, costituiscono considerevole parte delle forze sismiche che complessivamente essa deve sopportare.

Negli edifici, la discontinuità strutturale viene spesso realizzata alla base, tra la fondazione e l’elevazione (isolamento alla base) o immediatamente al di sopra di un piano, per lo più scantinato.
Per sfruttare pienamente i vantaggi dell’isolamento, deve essere possibile individuare una porzione rilevante della costruzione, in termini di massa rispetto alla massa complessiva, che possa facilmente essere separata dalla porzione sottostante, dalle costruzioni contigue e dal terreno circostante, ed abbia un basso rapporto tra massa e rigidezza orizzontale (ovvero basso periodo proprio dei modi naturali di vibrare della costruzione che interessano significativamente questa porzione).
Ulteriori benefici si hanno in termini di protezione dei contenuti, in quanto riduce il rischio di ribaltamento di arredi (talvolta molto pesanti e pericolosi per le persone, come all’interno di librerie, archivi e magazzini), la caduta di oggetti (talvolta di elevato valore, come nei musei), le vibrazioni ad alta frequenza nei macchinari ad alta tecnologia (ad esempio in ospedali, in centri elaborazione dati, etc.) e comporta una minore percezione della scossa sismica da parte delle persone presenti nella porzione di costruzione isolata, aspetto, quest’ultimo, particolarmente importante per ridurre il panico in luoghi affollati come scuole ed ospedali.

Molti degli isolatori attualmente in commercio, anche a comportamento sostanzialmente lineare, garantiscono rapporti di smorzamento del sistema d'isolamento superiori al 5%. Per modificare e migliorare le caratteristiche del sistema d'isolamento, in termini di capacità dissipative e/o ricentranti, si possono utilizzare "dispositivi ausiliari" con opportuno comportamento meccanico.
Considerando una porzione di struttura che, a base fissa, avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione Tbf in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:
a) l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata TIS risulta TIS ≥ 3·Tbf. Maggiore è l'incremento di periodo (generalmente TIS > 2,0 s) maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura (spettro in accelerazioni) e l'incremento degli spostamenti (spettro in spostamenti), che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;
b) la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme non lineare caratterizzato da basso incrudimento ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze d'inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.
Nel caso specifico, il sistema di isolamento è realizzato attraverso isolatori a superficie curva:

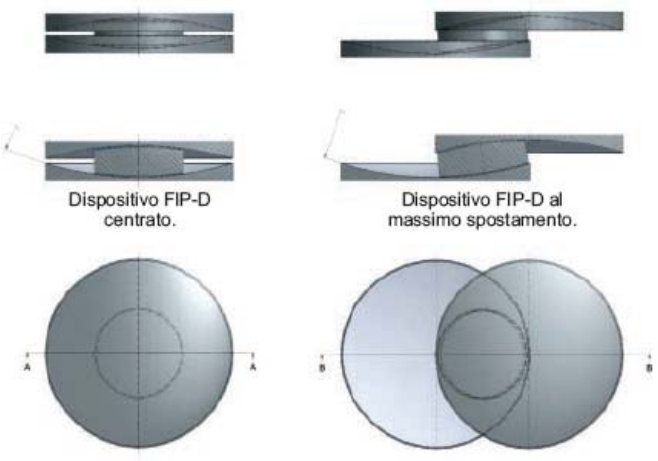
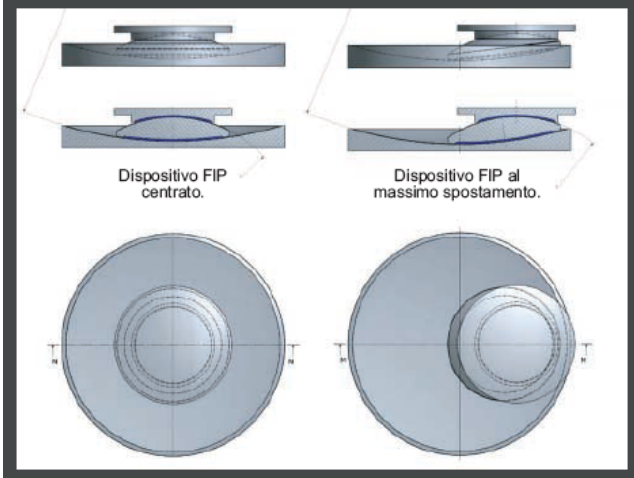


Figura 22: disposizione delle armature a punzonamento

Gli isolatori a scorrimento a superficie curva della serie FIP (Friction Isolation Pendulum) sono dispositivi d'appoggio in acciaio caratterizzati da una legge di funzionamento riconducibile a quella del pendolo semplice, in cui il periodo d'oscillazione non dipende dalla massa supportata dall'isolatore quanto dalla lunghezza del pendolo stesso.



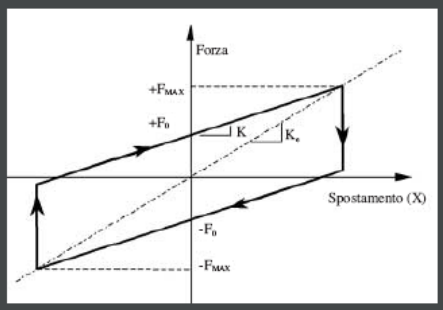
I dispositivi FIP sono sostanzialmente costituiti da 3 elementi d'acciaio sovrapposti: una base concava superiormente, opportunamente sagomata in modo da ottenere il periodo di oscillazione desiderato; una rotula centrale, convessa sia inferiormente che superiormente; infine un terzo elemento che si accoppia con la sottostante rotula, consentendo le rotazioni.

Al fine di controllare l'attrito opposto al movimento dalle superfici di scorrimento e rotazione, vengono utilizzati opportuni materiali termoplastici.

Le principali qualità degli isolatori serie FIP sono l'indipendenza del periodo di oscillazione dalla massa gravante (il che rende molto versatile il dispositivo in rapporto ai diversi valori di carico supportato), l'indipendenza della capacità portante dallo spostamento e il ridotto spessore.

Qualora risulti necessario ridurre l'ingombro in pianta o qualora si presentino particolari necessità costruttive, conviene utilizzare gli isolatori a scorrimento a doppia superficie curva FIP-D muniti di due superfici di scorrimento concave di uguale raggio tali da consentire lo scorrimento su entrambe le superfici. In tal modo ogni singola superficie viene progettata per uno spostamento pari a metà di quello di progetto.

Il modello matematico che meglio rappresenta il funzionamento degli isolatori della serie FIP/FIP-D è la curva bilineare Forza-Spostamento in cui l'intercetta sull'asse delle ordinate rappresenta la sola forza d'attrito $F_0=\mu V$ sviluppata dall'isolatore (μ rappresenta il coefficiente d'attrito e V il carico verticale). La rigidezza $K=V/R$ dipende invece sia dal carico verticale che dal raggio geometrico di curvatura R.



Volendo utilizzare un modello lineare equivalente, la valutazione della rigidezza equivalente K_e e dello smorzamento equivalente ξ_e in funzione dello spostamento di progetto X viene effettuata con le seguenti formule:

$$K_e = V \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{X}\right)$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{X}{\mu R} + 1}$$

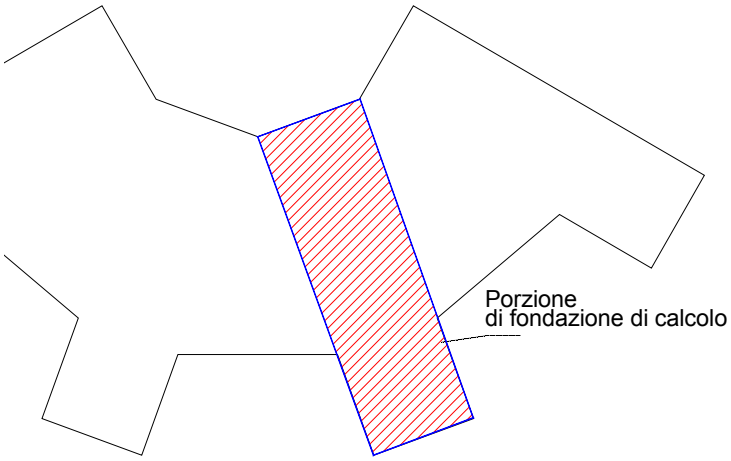
Il periodo di oscillazione è dato da:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{X}\right)}}$$

Solitamente questi isolatori forniscono un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_e tra il 15 ed il 30%, in funzione del coefficiente d'attrito del materiale utilizzato, del raggio di curvatura e dello spostamento di progetto.

15. DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI

La struttura di fondazione è costituita da un reticolo di travi rovesce aventi altezza complessiva di 2 m, anima di spessore 40 cm e larghezza della ciabatta di base di 2 m. Le travi seguono la maglia strutturale che è quadrata con lato 7.60 m. In corrispondenza di ogni incrocio viene realizzato un allargamento dell'anima in modo da formare un baggiolo quadrato di lato 80 cm che ha la scopo di ospitare il dispositivo di isolamento sismico. Detto isolatore è collocato ad una altezza di 1.70 m dall'estradosso della ciabatta che rappresenta anche il piano di calpestio per gli operatori che ne effettueranno la manutenzione e che quindi si ritrovano l'apparecchio ad una altezza favorevole.



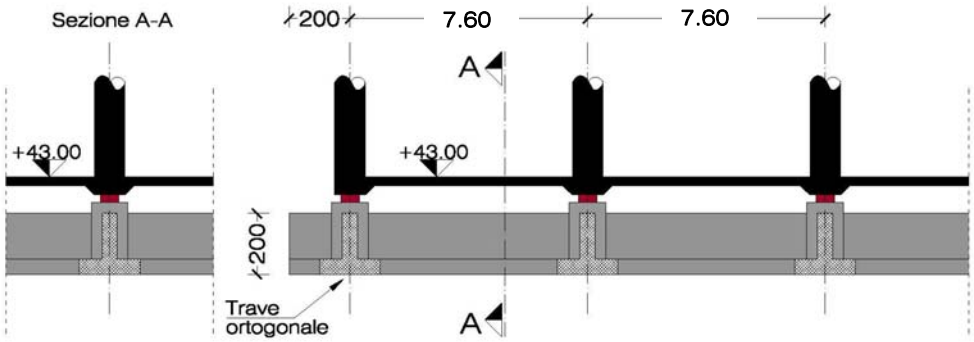


Figura 23: porzione di fondazione considerata per il dimensionamento(sopra) e particolare con baggiolo e isolatore (sotto)

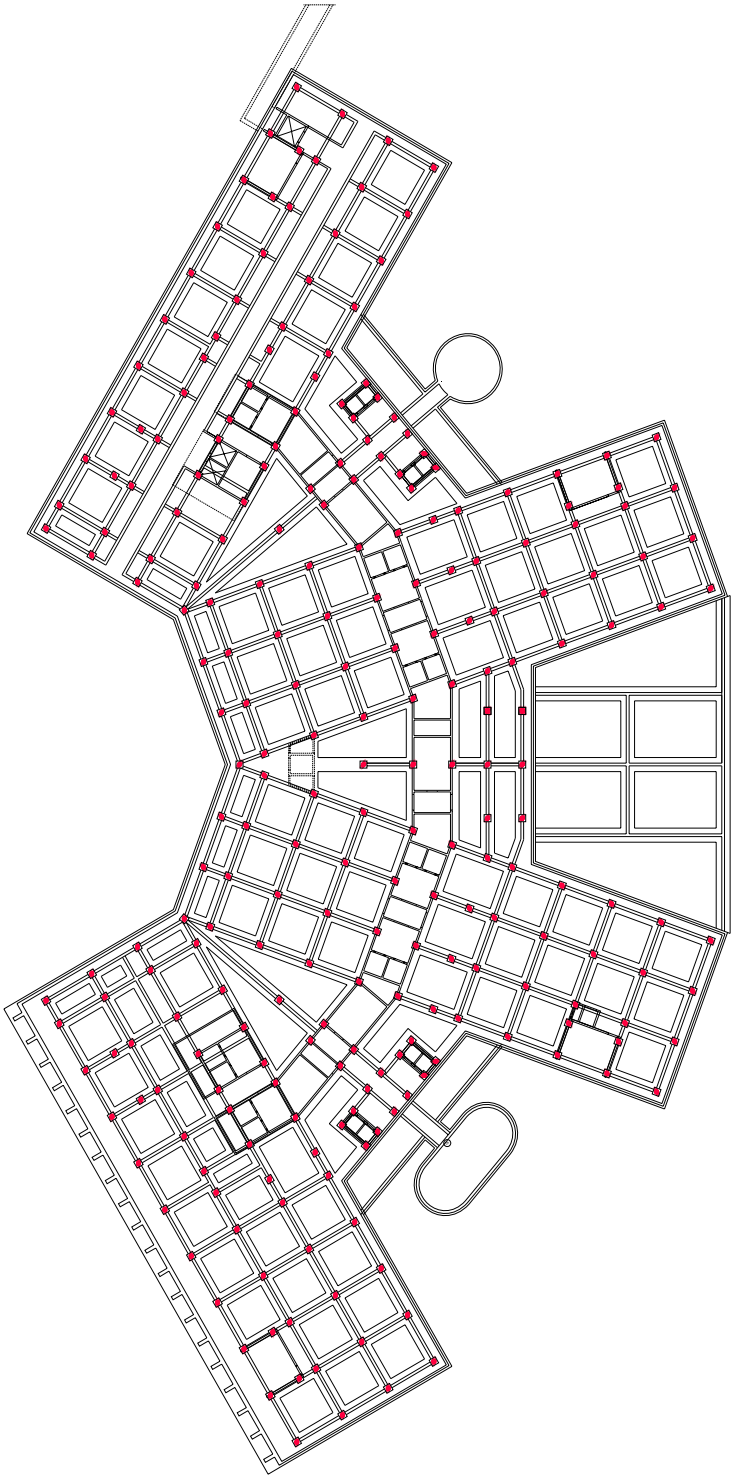


Figura 24: schema strutturale

15.1. Analisi dei carichi e calcolo

Si effettua il dimensionamento del reticolo di travi di una porzione di edificio che corrisponde a quella di un elemento del ventaglio della pianta dell'edificio stesso, considerato caricato dagli sforzi normali alla base dei pilastri. Ai fini del calcolo si considera la fondazione disposta su un suolo elastico alla Winkler la cui costante è scelta in modo tale da rappresentare, per quanto possibile, le caratteristiche del terreno date dalla relazione geologica.

Riprendendo le analisi dei carichi dal punto 10.2 e 10.3 relativo al calcolo delle pilastrate si ottiene il carico di progetto che sollecita il sistema di fondazione.

PILASTRATA CENTRALE: carico al piede

	Permanenti	Accidentali	
Piano 7	597	173.28	kN
Piano 6	597	173.28	kN
Piano 5	597	173.28	kN
Piano 4	597	173.28	kN
Piano 3	597	346.5	kN
Piano 2	597	173.28	kN
Piano 1	603	346.5	kN
Piano M	603	173.28	kN
Piano 0	603	346.5	kN
	5391.00	2079.18	kN

PILASTRATA DI BORDO: carico al piede

	Permanenti	Accidentali	
Piano 7	405	86.64	kN
Piano 6	405	86.64	kN
Piano 5	405	86.64	kN
Piano 4	405	86.64	kN
Piano 3	405	173.28	kN
Piano 2	405	86.64	kN
Piano 1	412	173.28	kN
Piano M	412	86.64	kN
Piano 0	412	173.28	kN
	3666.00	1039.68	kN

Dalla relazione geotecnica si evince come il terreno sia buone caratteristiche meccaniche con valori di N_{SPT} superiori a 50.

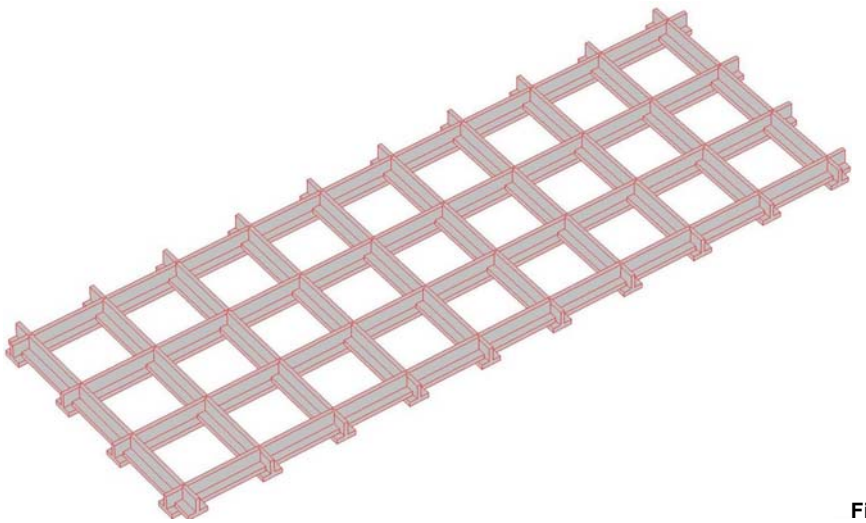


Figura 25: reticolo di fondazione

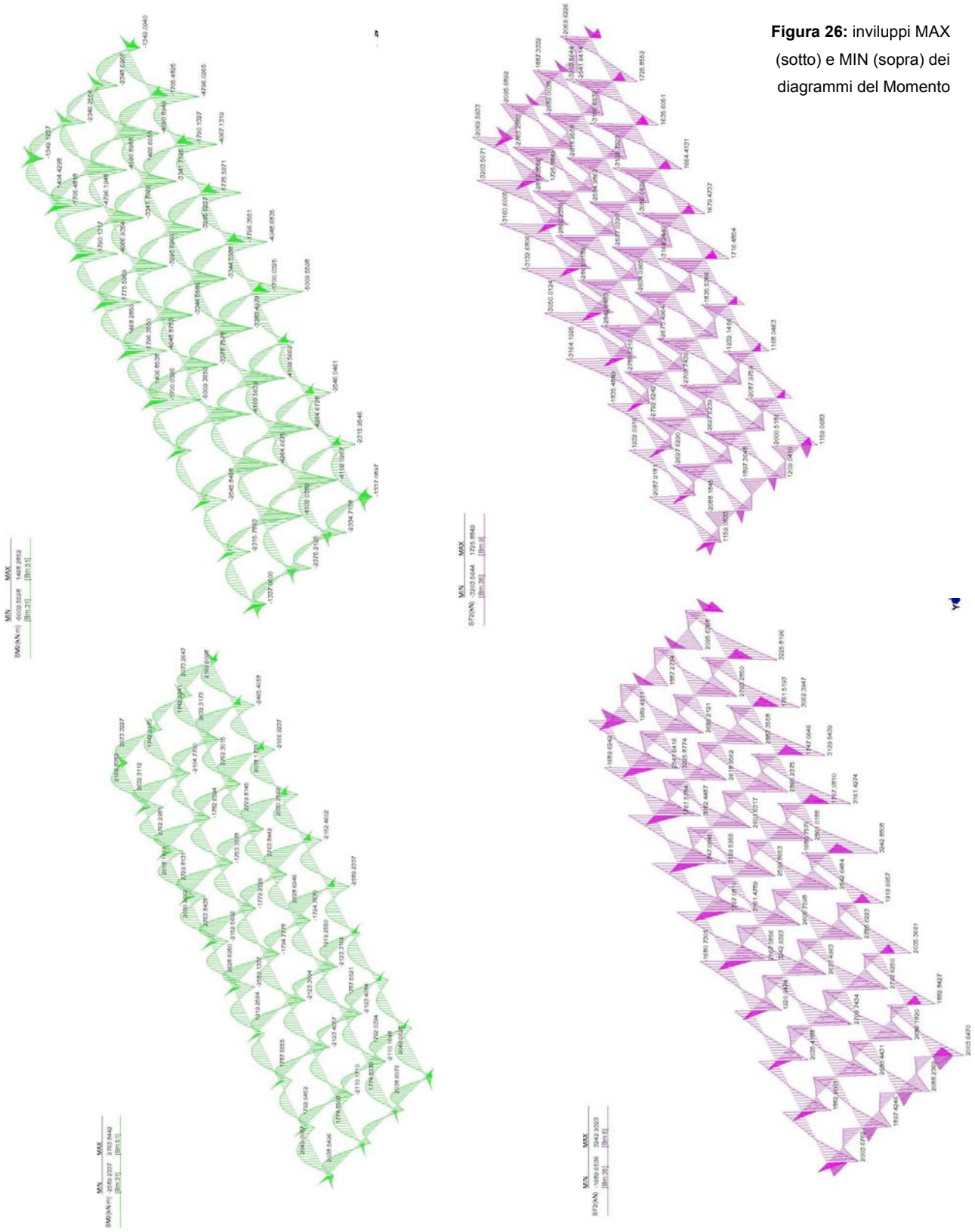


Figura 26: inviluppi MAX (sotto) e MIN (sopra) dei diagrammi del Momento

I diagrammi precedenti e successivi sono stati ottenuti considerando una costante di sottofondo di 5 kg/cm^3 che corrisponde a quello di una sabbia media.

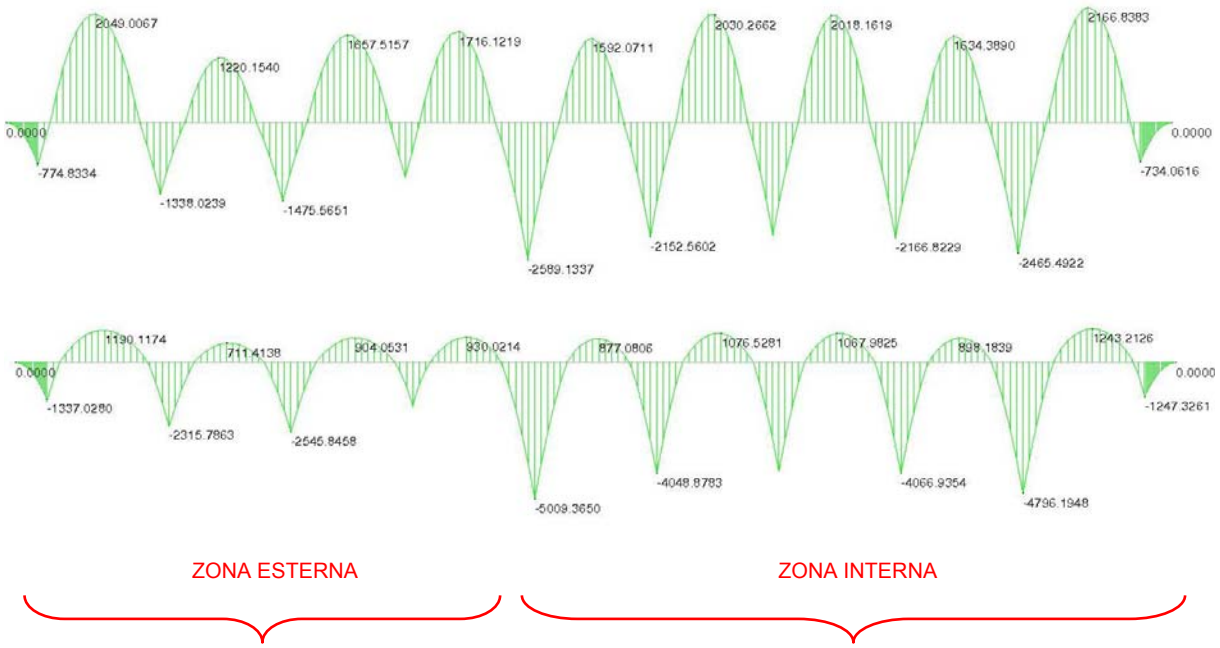


Figura 27: inviluppi MAX e MIN del diagramma del Momento flettente allo SLU

In figura è riportato il diagramma del momento flettente per la trave più sollecitata. Si osserva come il momento positivo massimo sia circa uniforme tra le diverse campate mentre il momento negativo agli appoggi è molto maggiore nelle zone comprese nel corpo circolare dell'edificio rispetto quelle esterne. Pertanto si verifica una unica sezione di campata e due di appoggio.
In campata, ai fini della verifica allo SLU, la sezione si comporta come se fosse rettangolare finché l'asse neutro cade all'interno della ciabatta, pertanto la verifica è la seguente:

SEZIONE DI CAMPATA							
Cls	C 25/30				base	200	cm
Acciaio	B 450 C				altezza	200	cm
Armatura compressa	8	Ø	26		d'	7	cm
Armatura tesa	7	Ø	24		d	180	cm
Mrdu	2206.86	kNm		>	Msdu	2166	kNm
Mcr	1124.00	kNm		<	Msd,freq	1500	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.26 mm < w_3=0.4

Il momento di prima fessurazione invece è stato calcolato tenendo conto della reale forma della sezione. Di seguito sono riportate le verifiche a momento negativo per le due zone della fondazione, quella inglobata nel corpo circolare dell'edificio e quella esterna.

SEZIONE DI APPOGGIO: zona interna							
Cls	C 25/30				base	40	cm
Acciaio	B 450 C				altezza	200	cm
Armatura compressa	7	Ø	24		d'	7	cm
Armatura tesa	15	Ø	26		d	180	cm
Mrdu	5196.65	kNm		>	Msdu	5010	kNm
Mcr	2498.00	kNm		<	Msd,freq	3356	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.34 mm < w_3=0.4

SEZIONE DI APPOGGIO: zona esterna							
Cls	C 25/30				base	40	cm
Acciaio	B 450 C				altezza	200	cm
Armatura compressa	7	Ø	24		d'	7	cm
Armatura tesa	8	Ø	26		d	180	cm
Mrdu	2884.35	kNm		>	Msdu	2546	kNm
Mcr	2400.00	kNm		>	Msd,freq	1768	kNm

La sezione non si fessura.

I diagrammi successivi rappresentano l'inviluppo massimo e minimo del taglio sulla trave più sollecitata. Analogamente alla flessione si notano due zone all'interno delle quali i massimi valori in assoluto sono uniformi.

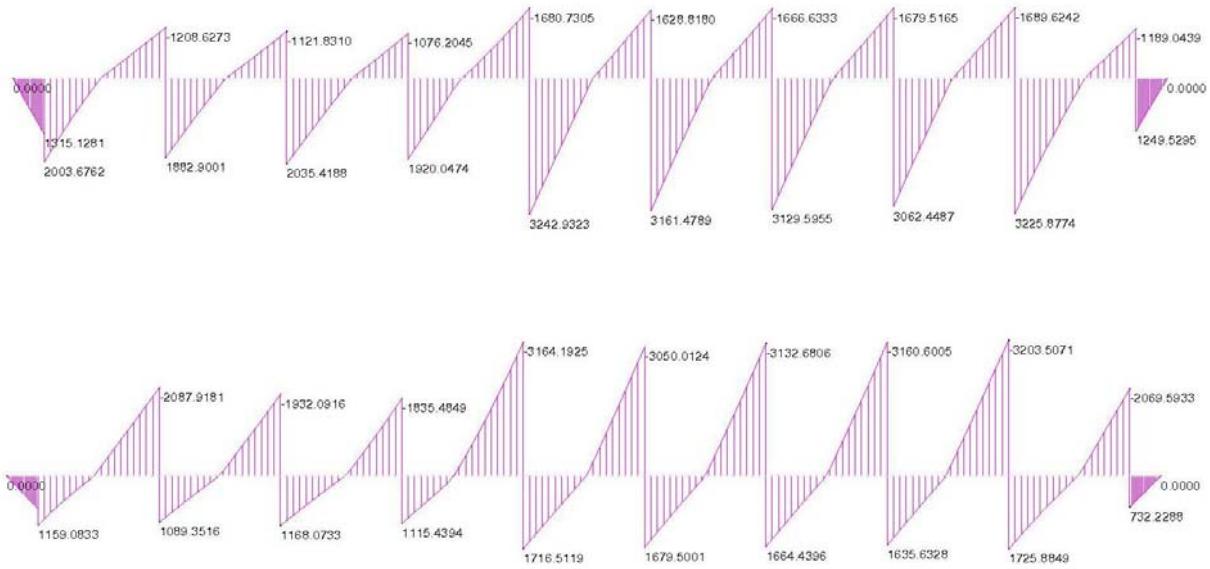


Figura 28: inviluppi MAX e MIN del diagramma del Taglio allo SLU

La verifica a taglio della trave in campata e all'appoggio è la seguente:

VERIFICA A TAGLIO: sezione di appoggio						
Cls	C 25/30			base	80	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	200	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	180	cm
Østaffe	Ø12					
braccia	4					
passo	10	cm				
Vrdu	4242.25	kN	>	Vsdu	3243	kN
La verifica è soddisfatta.						

In corrispondenza del nodo geometrico la larghezza della trave è di 80 cm poiché viene realizzato il baggiolo per alloggiare il dispositivo di isolamento.

VERIFICA A TAGLIO: sezione di campata							
Cls	C 25/30			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	200	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	180	cm
Østaffe	Ø12					
braccia	4					
passo	25	cm				
Vrdu	1981.99	kN	>	Vsdu	1900	kN
La verifica è soddisfatta.						

Il campata è possibile diradare il passo delle staffe fino a 25 cm dal punto in cui il taglio è sotto i 1900 kN.
Allo stato limite ultimo, il massimo spostamento verticale che risulta dall'analisi vale

δ	8.4 mm

a cui corrisponde una tensione, per la costante di sottofondo scelta, di

Q	840 kN/m
q	420 kPa 4.20 kg/cm^2

Tale tensione è da confrontare con la portanza del terreno calcolata nel punto 5.2 con l'approccio 2 secondo la combinazione 1, A1, M1, R3:

Qlim	1438 kN/m
qlim	719 kPa 7.19 kg/cm^2

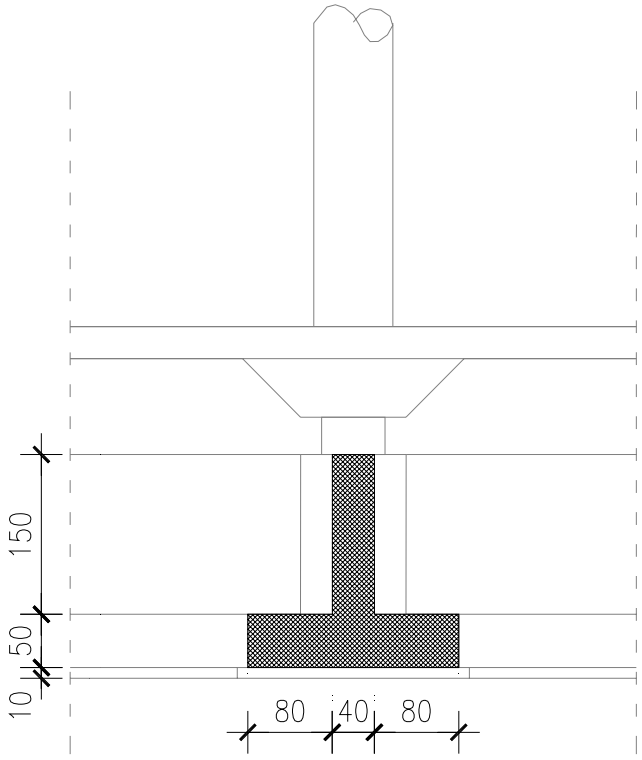


Figura 29: dimensioni fondazione

La ciabatta della fondazione viene progettata per resistere alle sollecitazioni taglianti e flettenti che insorgono a causa della pressione di contatto del terreno. Nel caso più sfavorevole, la pressione di contatto è quella determinata in precedenza.
Si considera il funzionamento a mensola della parte aggettante rispetto l'anima:

q	420 kPa
sbalzo	0.8 m
Msd	134.4 kNm
Vsd	336 kN

Si considera una larghezza di calcolo unitaria:

VERIFICA A FLESSIONE: sbalzo ciabatta							
Cls	C 25/30			base	100	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	50	cm
Armatura compressa	5 Ø12			d'	7	cm
Armatura tesa	5 Ø14			d	43	cm
Mrdu	134.89	kNm	>	Msdu	134.4	kNm
Mcr	94.75	kNm	>	Msd,freq	89.6	kNm

La sezione non si fessura.

VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMATURE SPECIFICHE: sbalzo ciabatta

Dati

Cls	C 25/30		base	100	cm
Acciaio	B 450 C		altezza	50	cm
			d	43	cm
A_s	5 Ø14				
A_s	0 Ø12				
	769.69	mm^2			

f_{ck}	24.90	MPa	v_{min}	0.381	MPa
ρ	0.0018		$v_{rd,c}$	0.381	MPa
k	1.68				
$V_{rd,c}$	163.82	kN <	V_{Ed}	336	kN

La verifica non è soddisfatta pertanto è richiesta una specifica armatura.

Con l'armatura a flessione non è verificato il taglio in corrispondenza della sezione di incastro, pertanto è necessaria una specifica armatura a taglio. Si prevedono ferri piegati come indicato nella verifica successiva, fino alla distanza in cui la verifica è soddisfatta con le sole armature a flessione.

VERIFICA A TAGLIO: sbalzo ciabatta						
Cls	C 25/30		base	1000	cm
Acciaio	B 450 C		altezza	50	cm
$\alpha_{armatura}$	45°		d	43	cm
Østaffe	Ø8				
braccia	4				
passo	20	cm			
Vrdu	376.77	kN >	Vsdu	336	kN

La verifica è soddisfatta.

16. PARCHEGGI MULTIPIANO

I parcheggi della struttura ospedaliera sono realizzati nelle immediate vicinanze e si sviluppano in parte a raso e in parte su due livelli con un solaio discontinuo. Questa ultima parte si realizza con portali a interasse di 7.50 m, i cui pilastri, 40 x 40 cm, sono disposti ogni tre piazzole di sosta, quindi a interasse di circa 7.50 m. La testa dei pilastri è collegata da una trave 90 x 40 cm che sostiene il solaio carrabile realizzato attraverso delle lastre prefabbricate tipo “predalles” ordito nel senso delle piazzole di sosta. Il solaio presenta uno sbalzo laterale di circa 3.50 m.

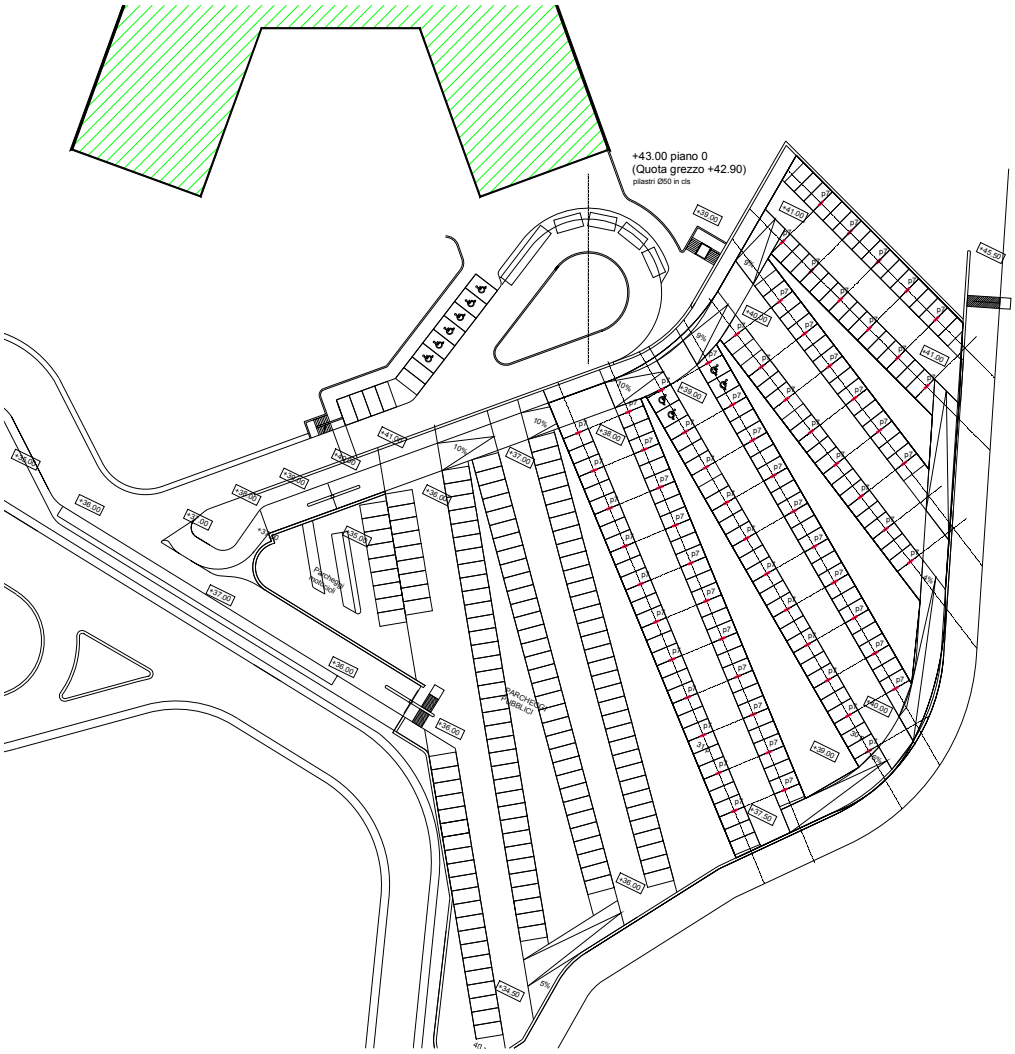


Figura 30: posti auto al piano di campagna



Figura 31: posti auto al piano superiore

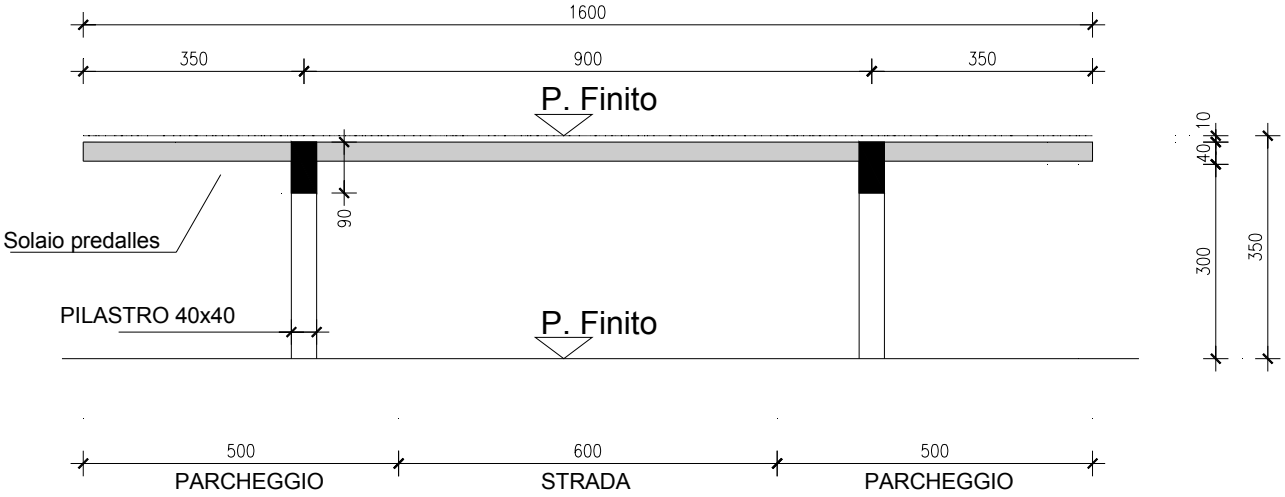


Figura 32: schema solaio predalles

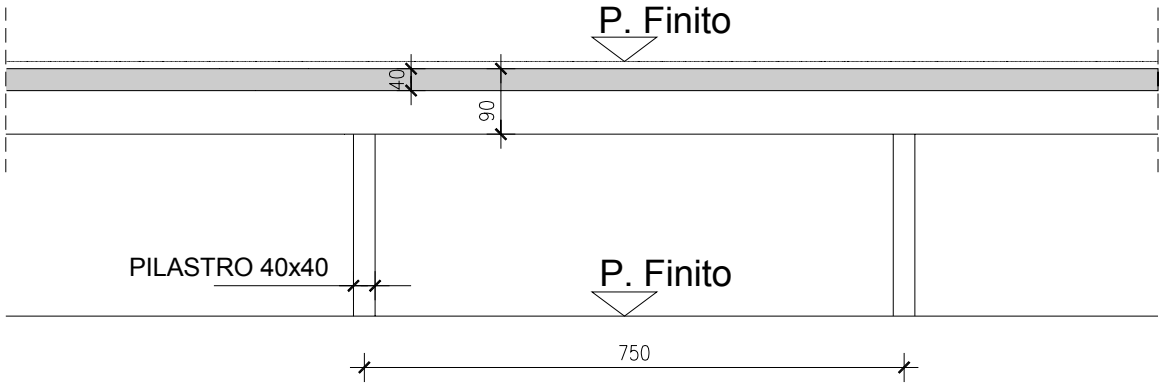
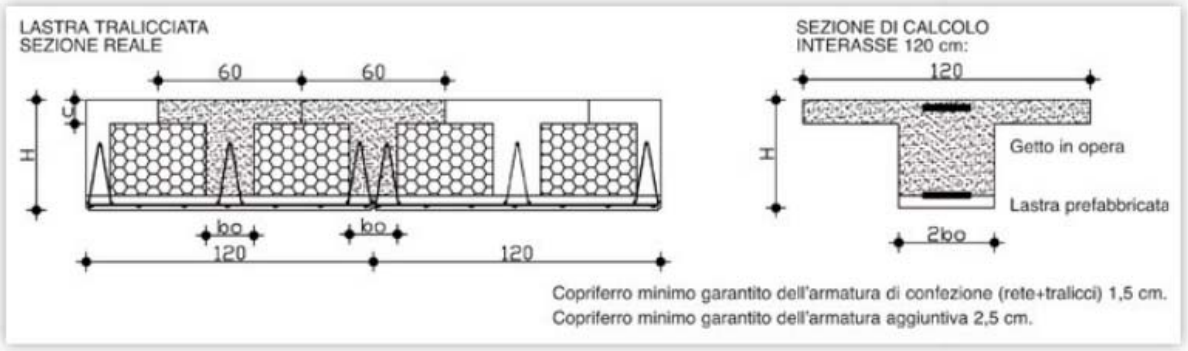


Figura 33: vista longitudinale

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi del solaio.

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO										
interasse di influenza travetto			0.60	m						
Carichi permanenti portati										
Peso lastra solaio 5+35+5				5 kN/m^2	x	0.60 m	=	3.00	kN/m
Isolante primer				0.01 kN/m^2	x	0.60 m	=	0.01	kN/m
Strato di collegamento	0.05 m	x		24 kN/m^3	x	0.60 m	=	0.72	kN/m
Strato di usura	0.05 m	x		24 kN/m^3	x	0.60 m	=	0.72	kN/m
								4.45	kN/m
Carichi accidentali									
Carico solaio carrabile				2.5 kN/m^2	x	0.60 m	=	1.50	kN/m
Combinazione allo SLU									
	Permanenti		γ_G	Accidentali		γ_Q			
Sfavorevole	4.45	x	1.30 +	1.50	x	1.50	=	8.0	kN/m
Favorevole	4.45	x	1.30 +	1.50	x	0.00	=	5.8	kN/m



Il solaio viene studiato come su due appoggi con sbalzi laterali di 3.50 m, con la campata centrale di 9 m. I punti di controllo sono quindi la mezzeria della campata e uno dei due appoggi.

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di campata							
Cls	C 32/40			base	60	cm	
Acciaio	B 450 C			altezza	40	cm	
Armatura compressa	0 Ø 0			d'	4	cm	
Armatura tesa	2 Ø 22			d	34	cm	
Mrdu	97.05	kNm	>	Msdu	81	kNm	
Mcr	20.36	kNm	<	Msd,freq	55.69	kNm	

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.3 mm < w_3=0.4

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di appoggio							
Cls	C 32/40			base	20	cm	
Acciaio	B 450 C			altezza	40	cm	
Armatura compressa	2 Ø 22			d'	1	cm	
Armatura tesa	2 Ø 20			d	30	cm	
Mrdu	71.46	kNm	>	Msdu	49	kNm	
Mcr	26.43	kNm	<	Msd,freq	33.69	kNm	

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.27 mm < w_3=0.4

VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMATURE SPECIFICHE: sezione di appoggio						
Dati						
Cls	C 32/40			base	20	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	35	cm
				d	30	cm
A_s	2	Ø20				
A_s	0	Ø12				
	628.32	mm^2				
f_{ck}	33.20	MPa		v_{min}	0.494	MPa
ρ	0.0105			$v_{rd,c}$	0.711	MPa
k	1.82					
$V_{rd,c}$	42.69	kN	>	V_{Ed}	41.7	kN
La verifica è soddisfatta pertanto non è richiesta una specifica armatura.						

Il telaio a sostegno del solaio viene studiato estraendone alcuni campi e ripristinando le condizioni al contorno. Il carico è posizionato in modo da massimizzare le sollecitazioni in campata e all'appoggio. Di seguito sono riportate le verifiche strutturali.

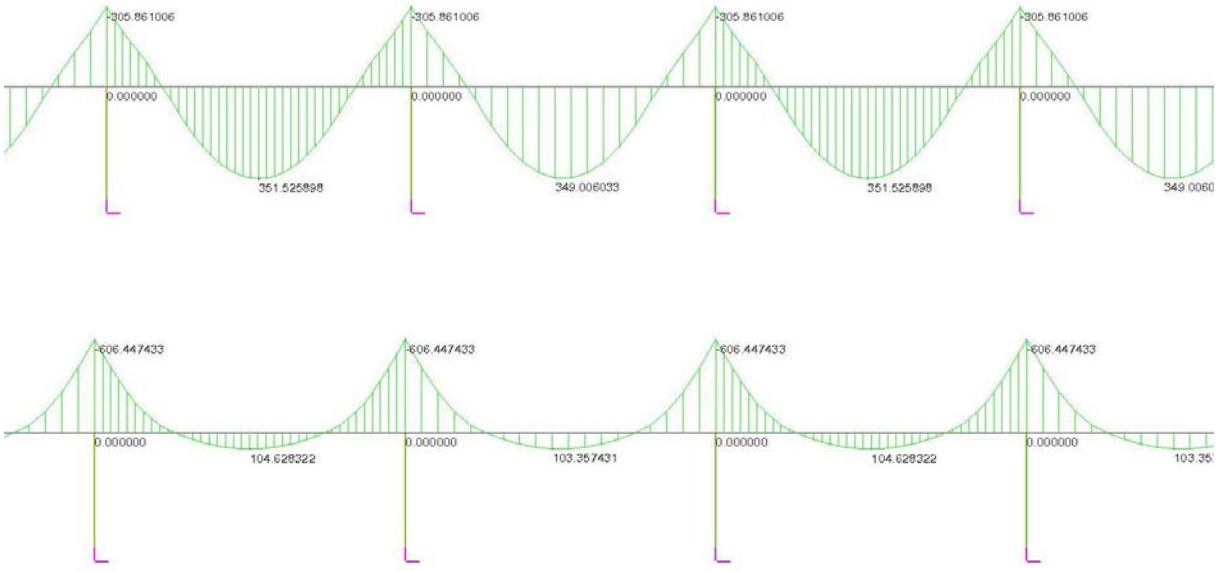


Figura 34: inviluppi MAX e MIN del diagramma del Momento flettente allo SLU

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di campata							
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	90	cm
Armatura compressa	2 Ø 14			d'	4	cm
Armatura tesa	4 Ø 20			d	85	cm
Mrdu	403.16	kNm	>	Msdu	351	kNm
Mcr	165.71	kNm	<	Msd,freq	211	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.18 mm < w_3=0.4

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di appoggio							
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	90	cm
Armatura compressa	4 Ø 20			d'	4	cm
Armatura tesa	4 Ø 26			d	85	cm
Mrdu	677.49	kNm	>	Msdu	606	kNm
Mcr	191.42	kNm	<	Msd,freq	377	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.21 mm < w_3=0.4

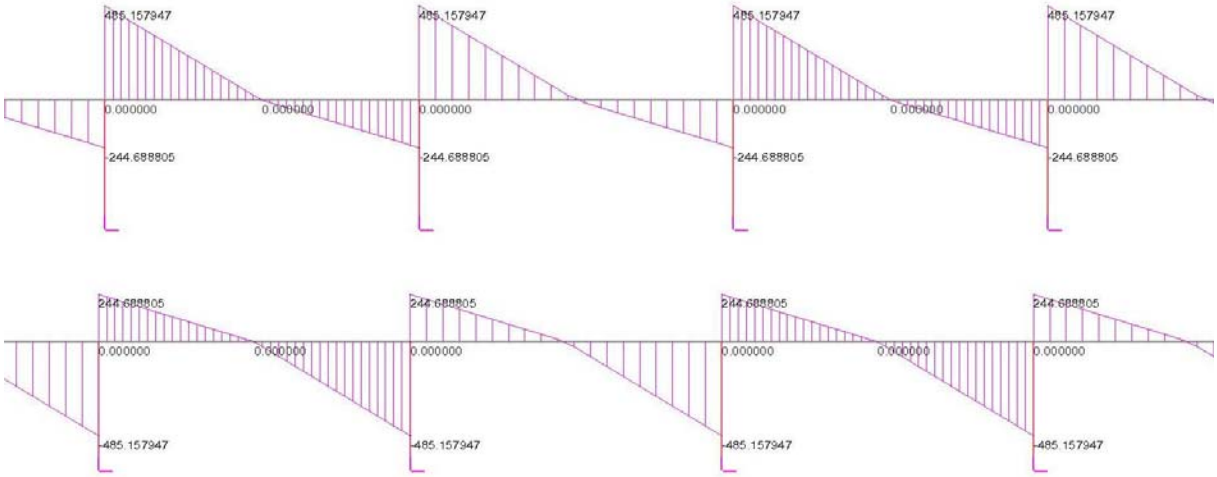


Figura 35: inviluppi MAX e MIN del diagramma del Taglio allo SLU

VERIFICA A TAGLIO: sezione appoggio							
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	90	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	85	cm
Østaffe	Ø8					
braccia	2					
passo	15	cm				
Vrdu	501.56	kN	>	Vsdu	485	kN
La verifica è soddisfatta.						

E' possibile aumentare il passo delle armature a 25 cm dal punto in cui il taglio scende sotto i 300 kN.

VERIFICA A TAGLIO: sezione campata							
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	90	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	85	cm
Østaffe	Ø8					
braccia	2					
passo	25	cm				
Vrdu	300.94	kN	>	Vsdu	300	kN
La verifica è soddisfatta.						

Il pilastro è soggetto alle seguenti sollecitazioni:

Nmax	986 kN
Nmin	501 kN
M	56 kNm

E' quadrato di lato 40 cm ed armato con 12 barre Ø14. Il dominio di resistenza è riportato sotto.

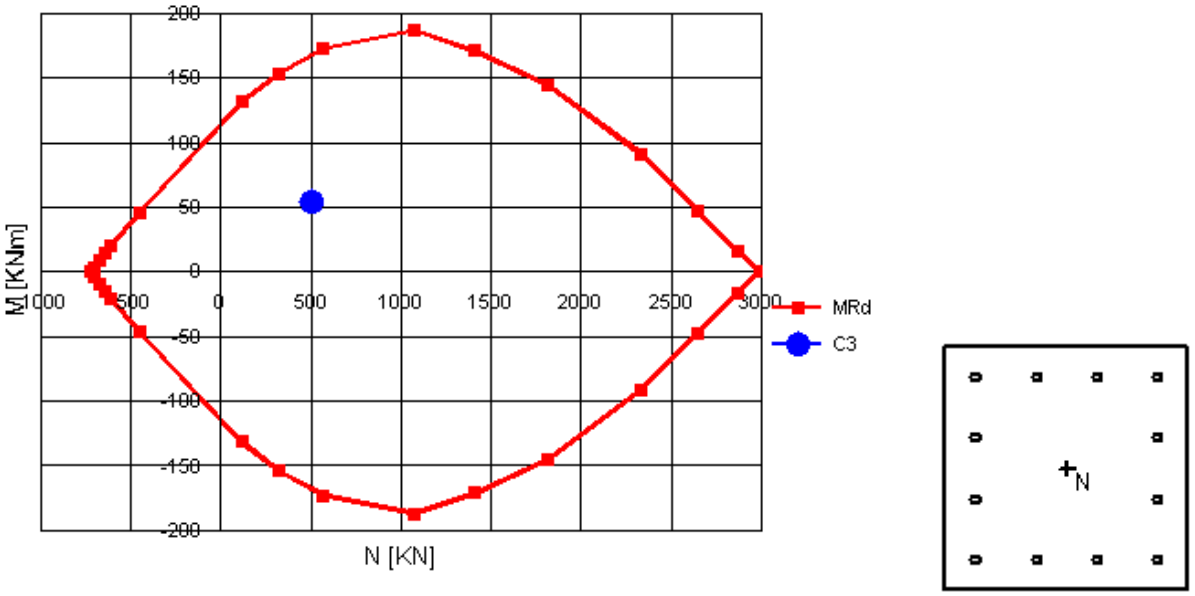


Figura 36: dominio di resistenza del pilastro

Il pilastro trasmette al plinto di fondazione le seguenti sollecitazioni:

Nmax	986 kN
Nmin	501 kN
M	27 kNm
V	26 kNm

Il plinto di base è quadrato di dimensione 1.70 x 1.70 m. La portanza valutata secondo il criterio di Meyerhof è di 3.8 kg/cm^2, con l'ipotesi di terreno di fondazione incoerente con angolo di attrito interno di 30°, ipotesi cautelativa rispetto i dati riscontrabili dai sondaggi in situ, e piano di posa a -1 m.

17. LOCALI TECNICI

I locali tecnici sono disposti a ridosso del pendio sul retro dell'edificio principale. E' necessario realizzare una paratia che, oltre a sostenere il terreno a monte, funge da appoggio al solaio dei locali, che si sviluppano secondo una striscia di 12 m di larghezza. Il solaio è costituito da lastre predalles prefabbricate 5+30+5 sostenuto da un lato dalla paratia e dall'altro da due serie di travi. I pilastri sono distanziati senso longitudinale di 8 m.

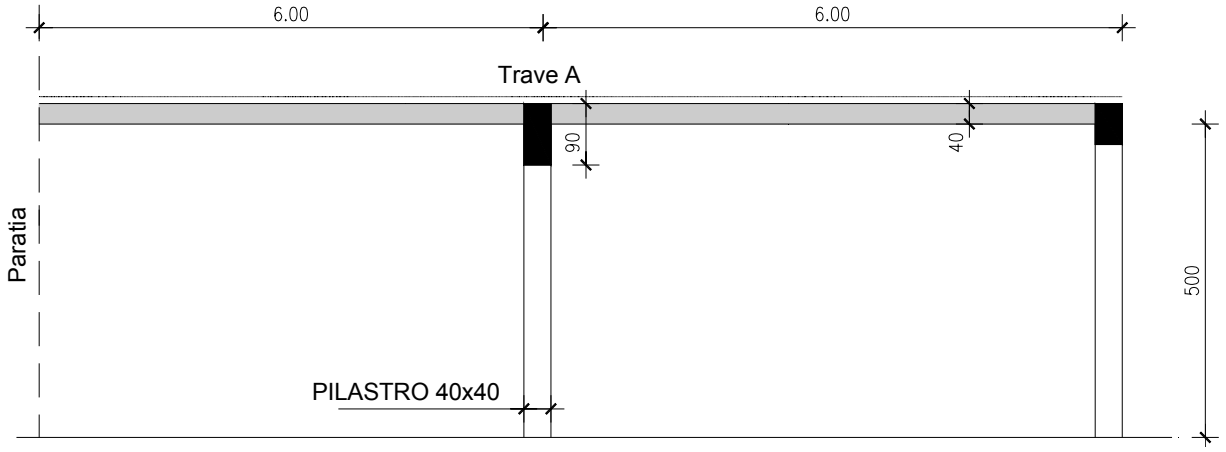


Figura 37: sezione trasversale del locale tecnico

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi del solaio.

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO									
interasse di influenza travetto	0.60 m								
Carichi permanenti portati									
Peso lastra solaio 5+30+5			5 kN/m^2	x	0.60 m	=	3.00	kN/m
Permanenti portati			2.5 kN/m^2	x	0.60 m	=	1.50	kN/m
							4.50	kN/m
Carichi accidentali									
Carico solaio carrabile			6 kN/m^2	x	0.60 m	=	3.60	kN/m
Combinazione allo SLU									
	Permanenti		γ_G		Accidentali		γ_Q		
Sfavorevole	4.50	x	1.30	+	3.60	x	1.50	= 11.3	kN/m
Favorevole	4.50	x	1.30	+	3.60	x	0.00	= 5.9	kN/m

Il solaio viene studiato come su tre appoggi con due campate uguali. I punti di controllo sono quindi la mezzeria di una campata e l'appoggio centrale.

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di campata							
Cls	C 32/40			base	60	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	40	cm
Armatura compressa	0 Ø 0			d'	4	cm
Armatura tesa	2 Ø 16			d	34	cm
Mrdu	52.35	kNm	>	Msdu	50.625	kNm
Mcr	17.00	kNm	<	Msd,freq	32	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.23 mm < w_3=0.4

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di appoggio							
Cls	C 32/40			base	20	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	40	cm
Armatura compressa	0 Ø 0			d'	4	cm
Armatura tesa	2 Ø 18			d	30	cm
Mrdu	54.24	kNm	>	Msdu	50.625	kNm
Mcr	21.65	kNm	<	Msd,freq	32	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.32 mm < w_3=0.4

La verifica a taglio in corrispondenza dell'appoggio centrale si esegue come per gli elementi non armati a taglio. Nella tabella successiva si osserva che la verifica a taglio non è soddisfatta, ma è sufficiente lasciare una fascia piena di modesta larghezza visto lo sforzo resistente.

VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMATURE SPECIFICHE:
sezione di appoggio

Dati

Cls	C 32/40		base	20	cm
Acciaio	B 450 C		altezza	35	cm
			d	30	cm
A_s	2	Ø18			
A_s	0	Ø12			
	508.94	mm^2			

f_{ck}	33.20	MPa	v_{min}	0.494	MPa
ρ	0.0085		$v_{rd,c}$	0.663	MPa
k	1.82				

$V_{rd,c}$	39.79	kN	<	V_{Ed} 42.38	kN

La verifica non è soddisfatta pertanto è richiesta una specifica armatura.

Il telaio centrale, di cui la trave A fa parte, viene studiato estraendone alcuni campi e ripristinando le condizioni al contorno, come illustrato nel punto 16, relativo ai parcheggi multipiano. Il carico è posizionato in modo da massimizzare le sollecitazioni in campata e all'appoggio. Di seguito sono riportate le verifiche strutturali.

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di campata

Cls	C 32/40		base	40	cm
Acciaio	B 450 C		altezza	90	cm
Armatura compressa	2 Ø 14		d'	5	cm
Armatura tesa	4 Ø 20		d	85	cm

Mrdu	402.08	kNm	>	Msdu 376	kNm
Mcr	165.52	kNm	<	Msd,freq 234	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.21 mm < w_3=0.4

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di appoggio							
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	90	cm
Armatura compressa	4 Ø 20			d'	5	cm
Armatura tesa	4 Ø 28			d	85	cm
Mrdu	777.52	kNm	>	Msdu	752	kNm
Mcr	196.95	kNm	<	Msd,freq	468	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.24 mm < w_3=0.4

VERIFICA A TAGLIO: sezione appoggio						
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	90	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	85	cm
Østaffe	Ø10					
braccia	2					
passo	15	cm				
Vrdu	783.69	kN	>	Vsdu	562	kN

La verifica è soddisfatta.

E' possibile diradare le staffe a passo di 25 cm dal punto in cui il taglio scende sotto i 470 kN.

VERIFICA A TAGLIO: sezione campata						
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	90	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	85	cm
Østaffe	Ø10					
braccia	2					
passo	25	cm				
Vrdu	470.21	kN	>	Vsdu	470	kN

La verifica è soddisfatta.

Il pilastro è soggetto alle seguenti sollecitazioni:

Nmax	1125 kN
Nmin	585 kN

E' quadrato di lato 40 cm ed armato con 12 barre Ø14. Il dominio di resistenza è riportato sotto.

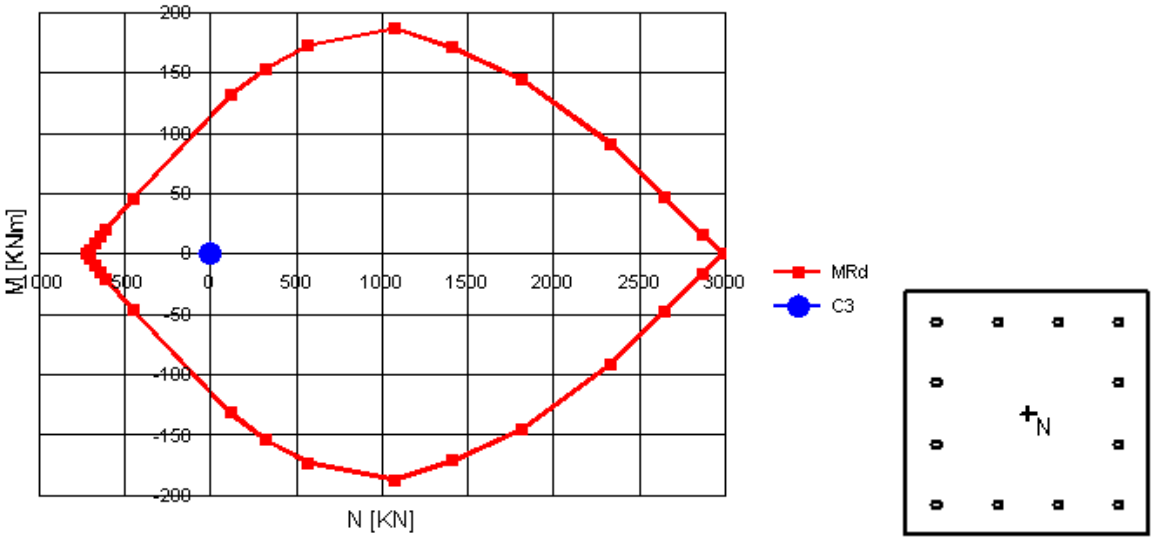


Figura 38: dominio di resistenza del pilastro

18. LOCALI RADIOTERAPIA

I locali destinati alla radioterapia sono staccati rispetto il corpo dell'edificio principale ma ad esso collegate attraverso un tunnel sotterraneo. La pianta è rettangolare 40 x 16.40 m e si sviluppa su due livelli. Sono previsti 2 bunker interrati in calcestruzzo da m 1.70 di spessore circa su tutti i lati, incluso il solaio di copertura e la platea di fondazione.
La struttura portante dell'edificio è costituita da un telaio spaziale in cemento armato, con solaio del tipo predalles 5+30+5 cm con luce di 8 m circa, ordito secondo la direzione trasversale all'edificio.

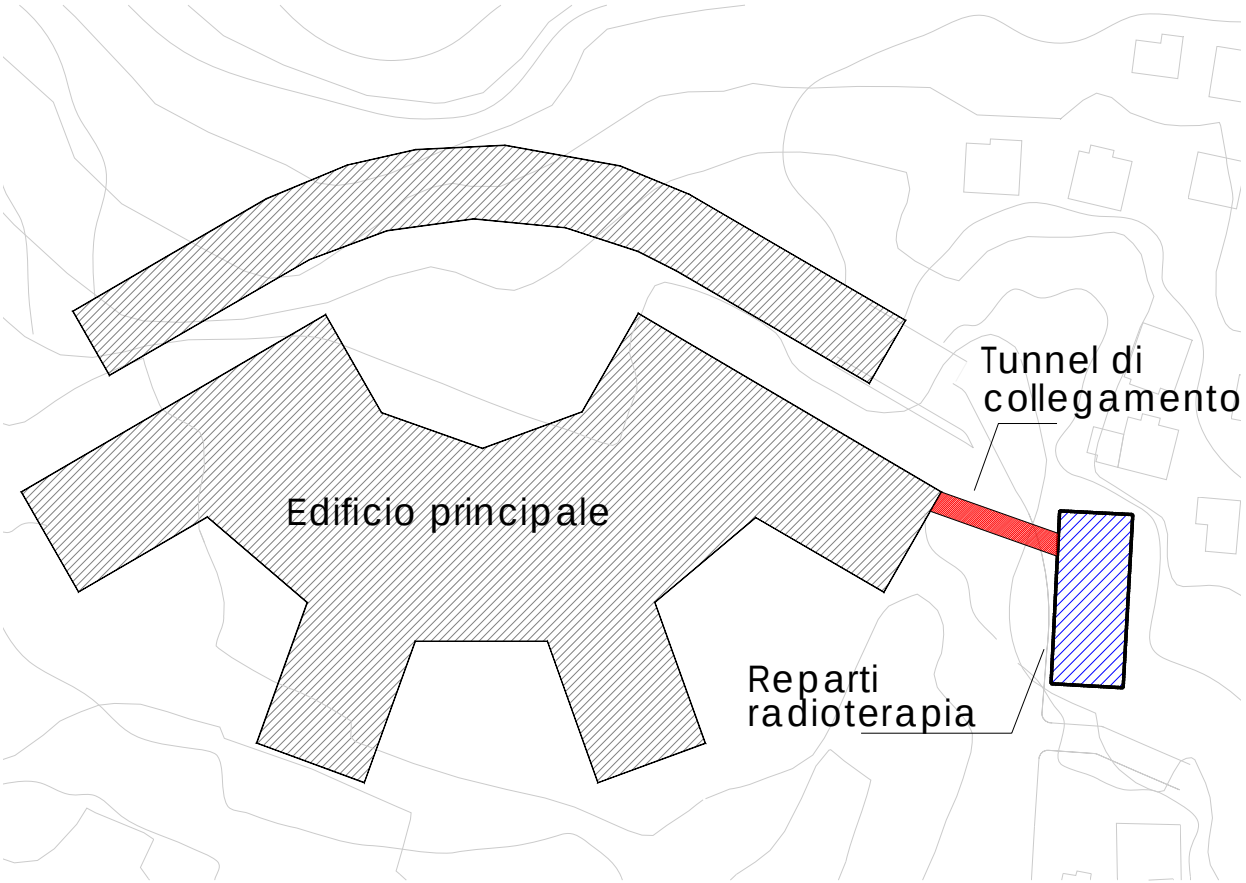


Figura 39: collocazione radioterapia



Figura 40: pianta quota +53.40 m con distribuzione architettonica e orditura solaio

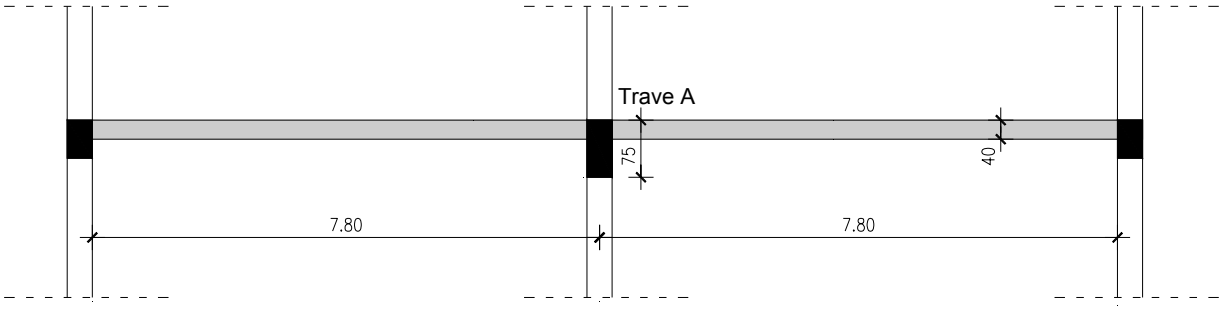


Figura 41: sezione trasversale solaio locale radioterapie

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi del solaio.

ANALISI DEI CARICHI SOLAIO										
interasse di influenza travetto	0.60 m									
Carichi permanenti portati										
Peso lastra solaio 5+30+5				5 kN/m^2	x	0.60 m	=	3.00	kN/m
Permanenti portati				2.5 kN/m^2	x	0.60 m	=	1.50	kN/m
								4.50	kN/m
Carichi accidentali										
Carico accidentale				3 kN/m^2	x	0.60 m	=	1.80	kN/m
Combinazione allo SLU										
	Permanenti		γ_G		Accidentali	γ_Q				
Sfavorevole	4.50	x	1.30	+	1.80	x 1.50	=	8.6	kN/m	
Favorevole	4.50	x	1.30	+	1.80	x 0.00	=	5.9	kN/m	

Il solaio viene studiato come su tre appoggi con due campate uguali. I punti di controllo sono quindi la mezzeria di una campata e l'appoggio centrale.

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di campata							
Cls	C 32/40			base	60	cm	
Acciaio	B 450 C			altezza	40	cm	
Armatura compressa	0 Ø 0			d'	4	cm	
Armatura tesa	2 Ø 20			d	34	cm	
Mrdu	80.80	kNm	>	Msdu	68.8	kNm	
Mcr	19.13	kNm	<	Msd,freq	46.4	kNm	

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.19 mm < w_3=0.4

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di appoggio							
Cls	C 32/40			base	20	cm	
Acciaio	B 450 C			altezza	40	cm	
Armatura compressa	0 Ø 0			d'	4	cm	
Armatura tesa	2 Ø 22			d	30	cm	
Mrdu	76.97	kNm	>	Msdu	68.8	kNm	
Mcr	22.68	kNm	<	Msd,freq	46.4	kNm	

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.29 mm < w_3=0.4

La verifica a taglio in corrispondenza dell'appoggio centrale si esegue come per gli elementi non armati a taglio. Nella tabella successiva si osserva che la verifica a taglio è soddisfatta.

VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMATURE SPECIFICHE: sezione di appoggio							
Dati							
Cls	C 32/40			base	20	cm	
Acciaio	B 450 C			altezza	35	cm	
				d	30	cm	
A_s	2	Ø22					
A_s	0	Ø12					
	760.27	mm^2					
f_{ck}	33.20	MPa		v_{min}	0.494	MPa	
ρ	0.0127			$v_{rd,c}$	0.758	MPa	
k	1.82						
$V_{rd,c}$	45.49	kN	>	V_{Ed}	43	kN	
La verifica è soddisfatta pertanto non è richiesta una specifica armatura.							

Il telaio centrale, di cui la trave A fa parte, viene studiato estraendone alcuni campi e ripristinando le condizioni al contorno, come illustrato nel punto 16, relativo ai parcheggi multipiano. Il carico è posizionato in modo da massimizzare le sollecitazioni in campata e all'appoggio. Di seguito sono riportate le verifiche strutturali.

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di campata								
Cls	C 32/40			base	40	cm		
Acciaio	B 450 C			altezza	75	cm		
Armatura compressa	2	Ø 14		d'	5	cm	25.778	
Armatura tesa	5	Ø 22		d	70	cm	257.78	
Mrdu	487.49	kNm	>	Msdu	382	kNm		
Mcr	126.43	kNm	<	Msd,freq	258	kNm		
La sezione si fessura.								
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è								
0.21	mm	<	w_3=0.4					

VERIFICA A FLESSIONE: sezione di appoggio							
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	75	cm
Armatura compressa	5 Ø 22			d'	5	cm
Armatura tesa	5 Ø 28			d	70	cm
Mrdu	789.23	kNm	>	Msdu	764	kNm
Mcr	156.48	kNm	<	Msd,freq	516	kNm

La sezione si fessura.
L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è

0.22 mm < w_3=0.4

VERIFICA A TAGLIO: sezione appoggio						
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	75	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	70	cm
Østaffe	Ø10					
braccia	2					
passo	15	cm				
Vrdu	645.39	kN	>	Vsdu	573	kN

La verifica è soddisfatta.

E' possibile diradare le staffe a passo di 25 cm dal punto in cui il taglio scende sotto i 387 kN.

VERIFICA A TAGLIO: sezione campata						
Cls	C 32/40			base	40	cm
Acciaio	B 450 C			altezza	75	cm
$\alpha_{armatura}$	90°			d	70	cm
Østaffe	Ø10					
braccia	2					
passo	25	cm				
Vrdu	387.24	kN				

Il pilastro è soggetto alle seguenti sollecitazioni, valutate per area di influenza:

ANALISI DEI CARIHI PILASTRATA INTERNA												
Area di influenza	7.8	m	x	7.8	m	=	60.84	m^2				
Carichi permanenti piano tipo												
Peso del solaio				5	kN/m^2	x	60.84	m^2	=	304.20	kN	
Permanenti portati				2.5	kN/m^2	x	60.84	m^2	=	152.10	kN	
Peso pilastro tipo	4.20	m	x	4	kN/m				=	16.80	kN	
										473.10	kN	
Carichi accidentali												
Zona degenze				3	kN/m^2	x	60.84	m^2	=	182.52	kN	
Combinazione allo SLU												
	Permanenti		γ_G		Accidentali		γ_Q					Nsd
Piano 1	473.10	x	1.30	+	182.52	x	1.50	=	888.8	kN		888.8 kN
Piano 0	473.10	x	1.30	+	182.52	x	1.50	=	888.8	kN		1778 kN
Combinazione allo SLE												
	Permanenti		γ_G		Accidentali		γ_Q					Nsd
Piano 1	473.10	x	1.00	+	182.52	x	1.00	=	655.6	kN		655.6 kN
Piano 0	473.10	x	1.00	+	182.52	x	1.00	=	655.6	kN		1311 kN

Si considera il pilastro di sezione quadrata di lato 40 cm e armato con 12 barre Ø14. Il dominio di resistenza è riportato di seguito.

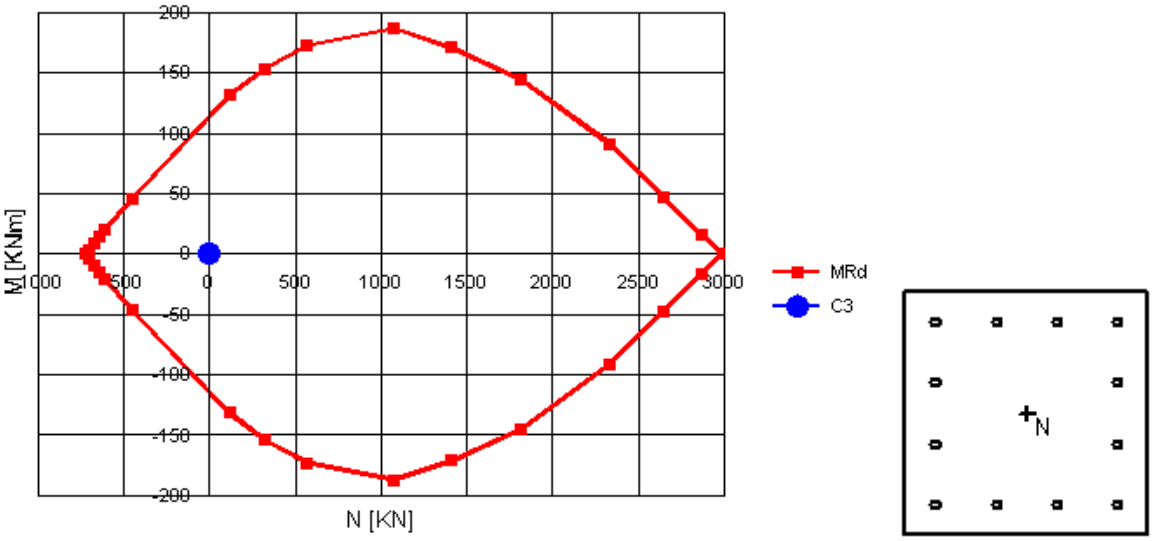


Figura 42: dominio di resistenza del pilastro

19. ALTRE OPERE D'ARTE

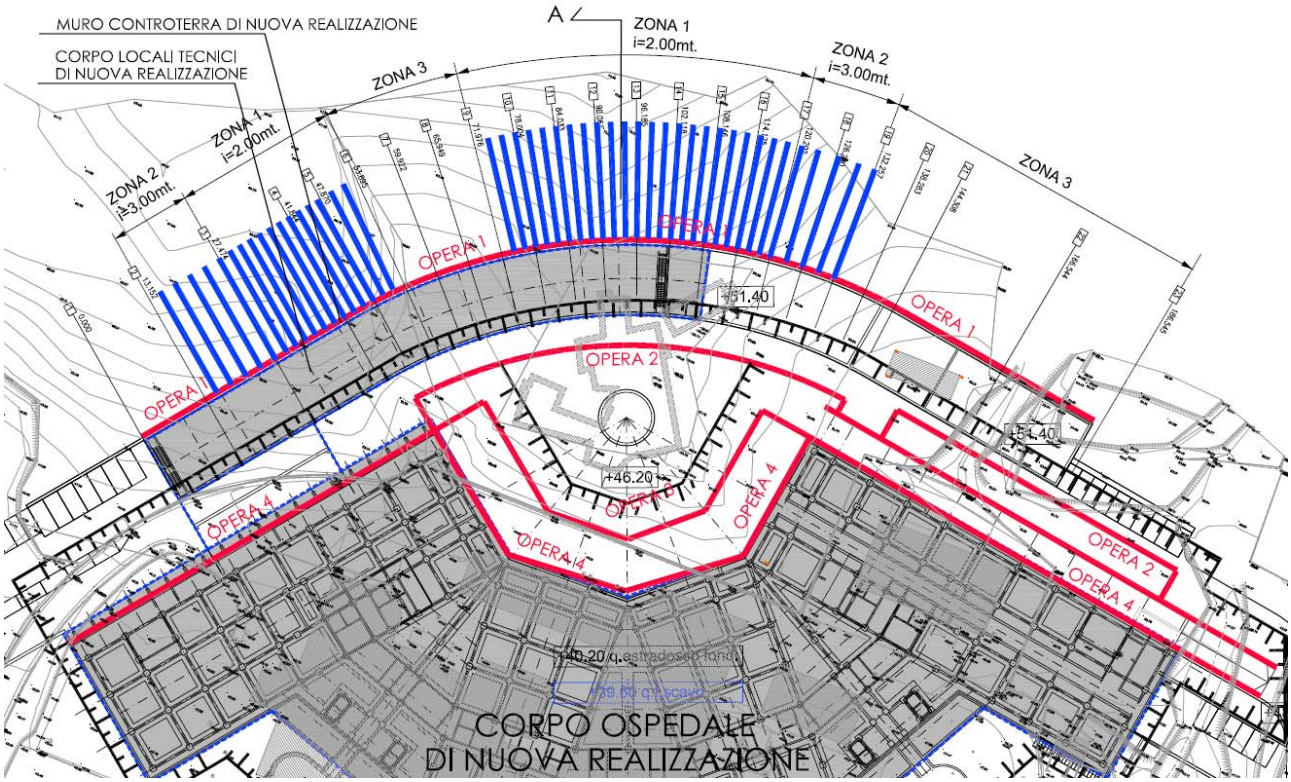
Le opere minori quali ad esempio le cabine per i servizi elettrici o gas e simili, le postazioni per la vigilanza agli ingressi ecc…, vengono realizzate prefabbricate di misura standardizzata.

20. OPERE DI SOSTEGNO

Per la realizzazione delle strutture a ridosso della collina esistente si rendono necessarie una serie di opere di sostegno.

Utilizzando la stessa simbologia utilizzata negli elaborati sono state individuate 4 differenti tipologie:

- Opera 01 diaframma con tiranti in calcestruzzo armato
- Opera 02, opera 03 Muro di sostegno con ciabatta tradizionale



20.1. Parametri geotecnici terreno

Secondo i dati forniti in relazione geologica (all'atto della stesura del documento laa versione più recente è la 1.2), sono stati individuate tre unità litologiche.

UNITA'	γ kN/mc	Dr %	φ °	c' MPa	φ'	Eed MPa	Ey Mpa	sigt MPa	sigc MPa	Erm MPa
Copertura	20,2	61,58	37,9			50,61	62,16			
Flysh alterato	22			0,0332	22,7					

Flysh ammasso	24			0.049013	15.421			-0.000484	0.0086089	22.8779
Arenaria	27			1.382	36.5884		4784	-0.043498	1.7697	2470.1

Legenda: *γ=peso di volume; Dr=densità relativa; φ=angolo di attrito (terreni incoerenti); c'=coesione efficace (per le rocce è riferita all'ammasso), φ'=angolo di attrito efficace (per le rocce è riferito all'ammasso); Eed=modulo edometrico, Ey= modulo di young; sigt=resistenza alla trazione riferita all'ammasso; sigcm=resistenza alla compressione semplice riferita all'ammasso;; Erm=modulo di deformazione dell'ammasso;*

a favore di sicurezza le opere sono state calcolate considerando un terreno tipo copertura. E stata inoltre considerata la presenza della falda nel terreno.

CARATTERISTICHE TIRANTI Bustamante Diox (1985)		
Tipo di iniezione	IRS	Iniezione ripetuta selettiva
Curva tipo	SG1	
Numero di colpi prova penetro metrica standard	N_{spt}	25-30
Pressione laterale caratteristica	s	150 Kpa

20.2. Opera 01

Il diaframma in calcestruzzo è stata analizzata in due differenti sezioni:

- Altezza 12,00 m con unica fila di tiranti
- Altezza 4,5 m diaframma a sbalzo

In tutte e tra le situazioni al diaframma è stato assegnato lo stesso spessore 90cm. L'analisi e le verifiche è stata condotta attraverso il codice di calcolo PARATIE PLUS di Harpaceas Milano. Il software permette di condurre sia le verifiche geotecniche (GEO) che sugli elementi (STR) seguendo quando indicato dalla NTC 2008.

Di seguito riportiamo i risultati finali dell'analisi in forma grafica.

Altezza paratia	h	12,5m + 6m
Spessore	s	90 cm
TIRANTI		
1° ordine		
Quota tirante		-1,5m da sommità
Angolo inclinazione		30°
Lunghezza bulbo		15 m
Lunghezza libera		17 m
Passo tiranti		2,00 m

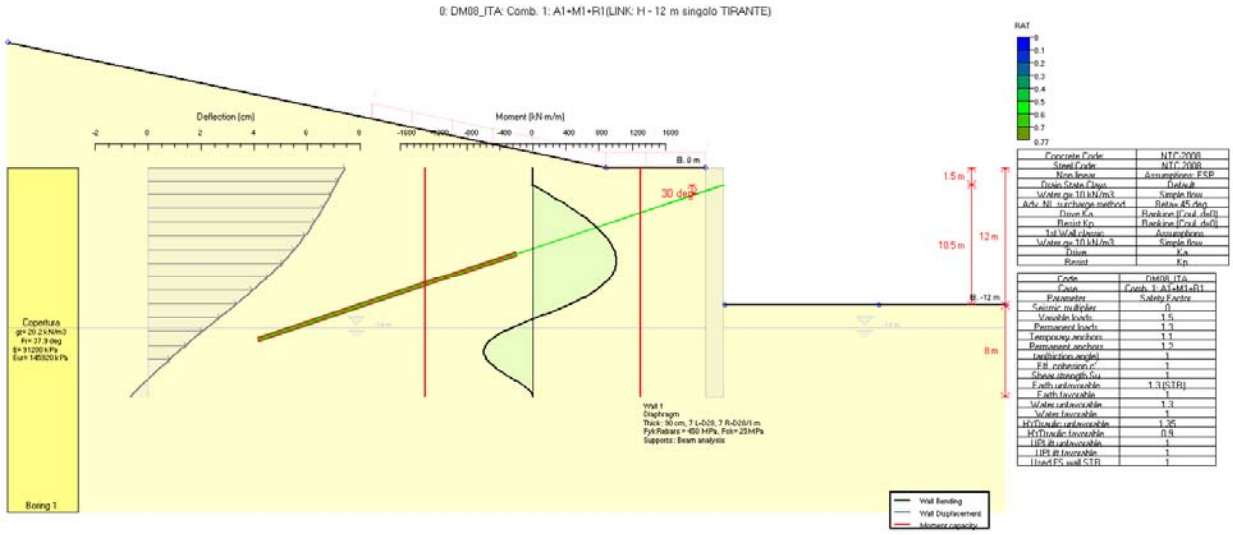


Figura 43: H 12,00 m fase finale con sovraccarico (3,00 kN/m^2 sul terrapieno)

Altezza paratia	h	4,5m + 5,5m
Spessore	s	60 cm

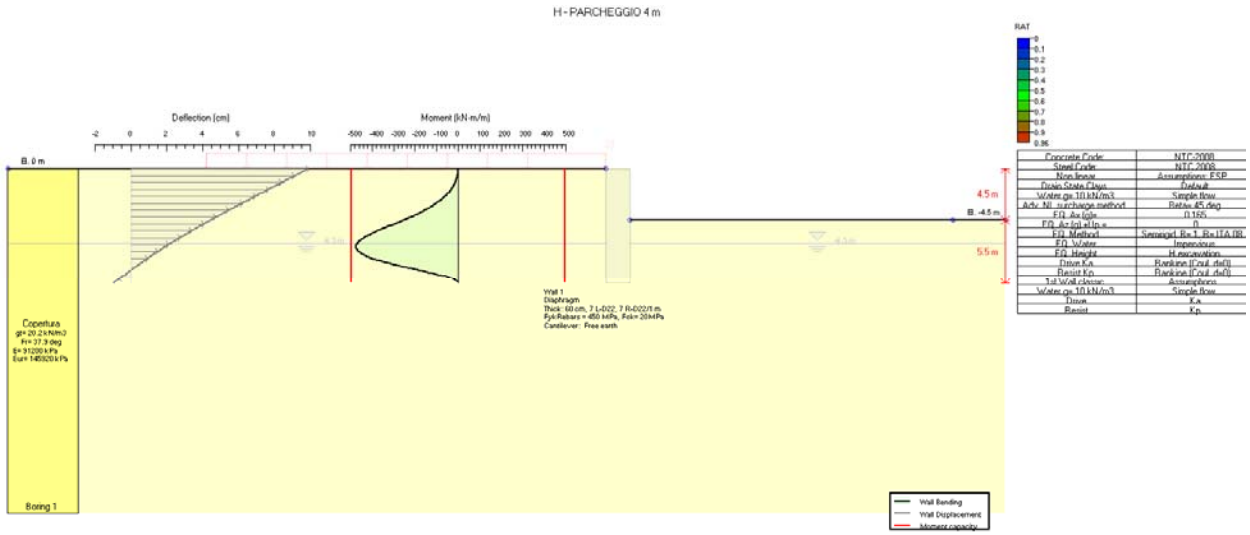
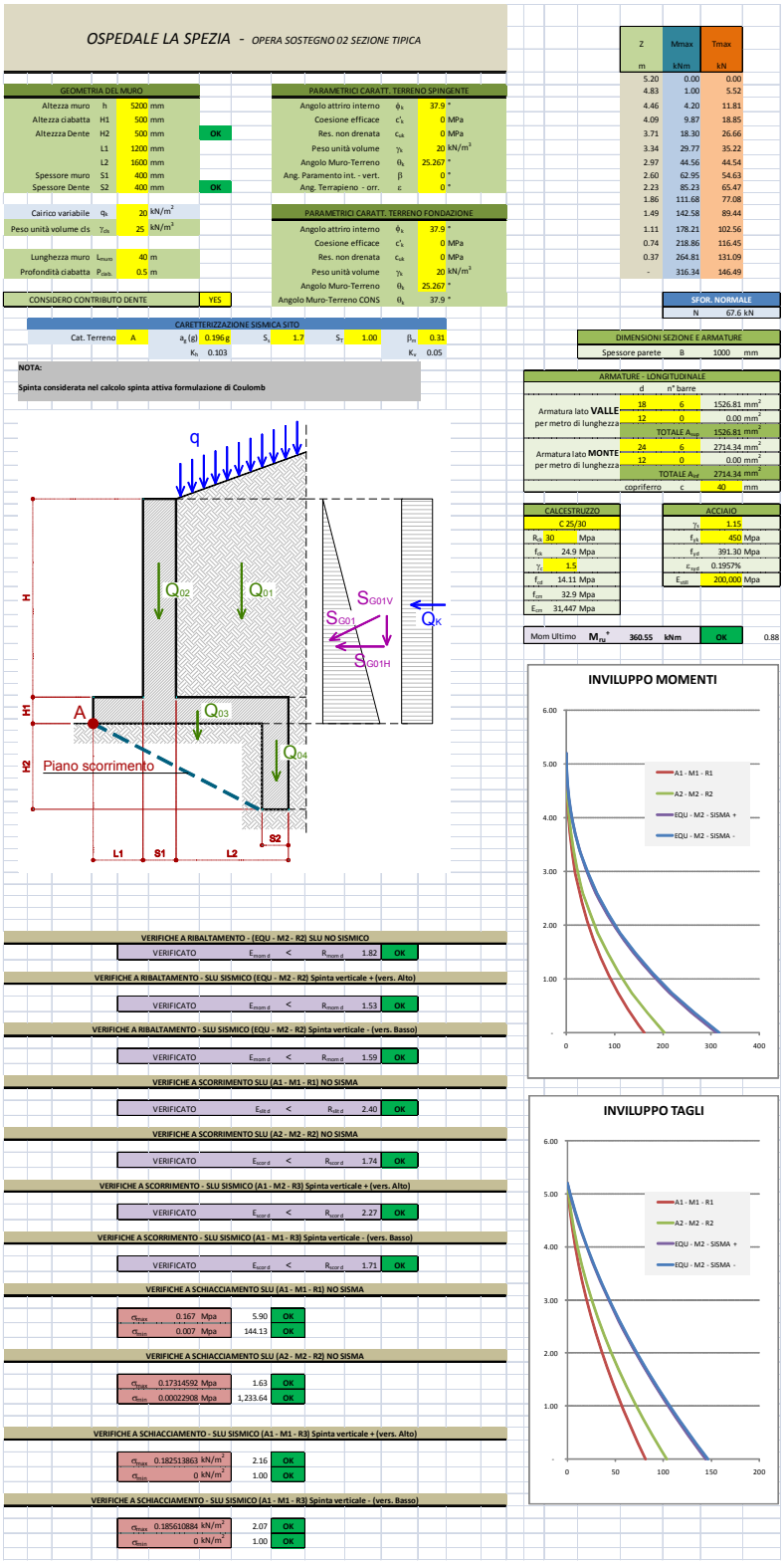
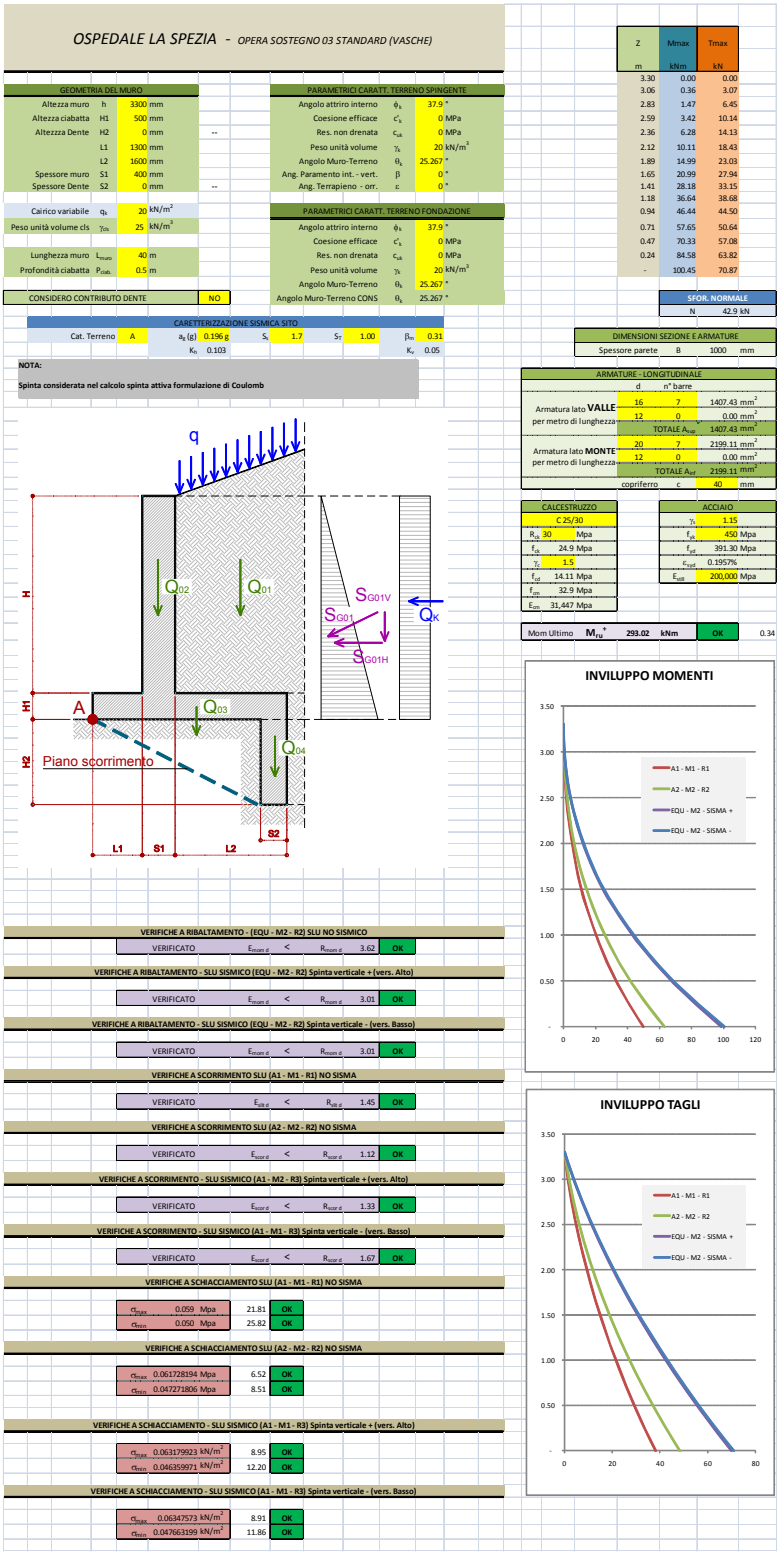


Figura 44: H 4,5 m fase finale con sovraccarico (3,00 kN/m^2 sul terrapieno)

20.3. Opera 02


OSPEDALE LA SPEZIA - OPERA SOSTEGNO 02 SEZIONE TIPICA
GEOMETRIA DEL MURO
PARAMETRICI CARATT. TERRENO SPINGENTE
PARAMETRICI CARATT. TERRENO FONDAZIONE
CARETTERIZZAZIONE SISMICA SITO
NOTA:
Spinta considerata nel calcolo spinta attiva formulazione di Coulomb
Z Mmax Tmax
SFOR. NORMALE
DIMENSIONI SEZIONE E ARMATURE
ARMATURE - LONGITUDINALE
CALCESTRUZZO
ACCIAIO
INVILUPPO MOMENTI
INVILUPPO TAGLI
VERIFICHE A RIBALTAMENTO - (EQU - M2 - R2) SLU NO SISMICO
VERIFICHE A RIBALTAMENTO - SLU SISMICO (EQU - M2 - R2) Spinta verticale + (vers. Alto)
VERIFICHE A RIBALTAMENTO - SLU SISMICO (EQU - M2 - R2) Spinta verticale - (vers. Basso)
VERIFICHE A SCORRIMENTO SLU (A1 - M1 - R1) NO SISMA
VERIFICHE A SCORRIMENTO SLU (A2 - M2 - R2) NO SISMA
VERIFICHE A SCORRIMENTO - SLU SISMICO (A1 - M2 - R3) Spinta verticale + (vers. Alto)
VERIFICHE A SCORRIMENTO - SLU SISMICO (A1 - M1 - R3) Spinta verticale - (vers. Basso)
VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO SLU (A1 - M1 - R1) NO SISMA
VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO SLU (A2 - M2 - R2) NO SISMA
VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO - SLU SISMICO (A1 - M1 - R3) Spinta verticale + (vers. Alto)
VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO - SLU SISMICO (A1 - M1 - R3) Spinta verticale - (vers. Basso)
Piano scorrimento
A1 - M1 - R1
A2 - M2 - R2
EQU - M2 - SISMA +
EQU - M2 - SISMA -

20.4. Opera 03



OSPEDALE LA SPEZIA - OPERA SOSTEGNO 03 STANDARD (VASCHE)

GEOMETRIA DEL MURO			
Altezza muro	h	3300	mm
Altezza ciabatta	H1	500	mm
Altezza Dente	H2	0	mm
	L1	1300	mm
	L2	1600	mm
Spessore muro	S1	400	mm
Spessore Dente	S2	0	mm
Carico variabile	q_k	20	kN/m²
Peso unità volume cls	γ_{cls}	25	kN/m³
Lunghezza muro	L_{muro}	40	m
Profondità ciabatta	$P_{ciab.}$	0.5	m
CONSIDERO CONTRIBUTO DENTE		NO	

PARAMETRICI CARATT. TERRENO SPINGENTE			
Angolo attrito interno	ϕ_k	37.9	°
Coesione efficace	c'_k	0	MPa
Res. non drenata	c_{uk}	0	MPa
Peso unità volume	γ_k	20	kN/m³
Angolo Muro-Terreno	θ_k	25.267	°
Ang. Paramento int. - vert.	β	0	°
Ang. Terrapieno - orr.	ε	0	°

PARAMETRICI CARATT. TERRENO FONDAZIONE			
Angolo attrito interno	ϕ_k	37.9	°
Coesione efficace	c'_k	0	MPa
Res. non drenata	c_{uk}	0	MPa
Peso unità volume	γ_k	20	kN/m³
Angolo Muro-Terreno	θ_k	25.267	°
Angolo Muro-Terreno CONS	θ_k	25.267	°

CARETTERIZZAZIONE SISMICA SITO							
Cat. Terreno	A	a_g (g)	0.196 g	S_s	1.7	S_T	1.00	β_m	0.31
		K_h	0.103					K_v	0.05

NOTA:
Spinta considerata nel calcolo spinta attiva formulazione di Coulomb

Z	Mmax	Tmax
m	kNm	kN
3.30	0.00	0.00
3.06	0.36	3.07
2.83	1.47	6.45
2.59	3.42	10.14
2.36	6.28	14.13
2.12	10.11	18.43
1.89	14.99	23.03
1.65	20.99	27.94
1.41	28.18	33.15
1.18	36.64	38.68
0.94	46.44	44.50
0.71	57.65	50.64
0.47	70.33	57.08
0.24	84.58	63.82
-	100.45	70.87

SFOR. NORMALE		
N	42.9	kN

DIMENSIONI SEZIONE E ARMATURE			
Spessore parete	B	1000	mm

ARMATURE - LONGITUDINALE	d	n° barre	
Armatura lato **VALLE** per metro di lunghezza	16	7	1407.43 mm²
	12	0	0.00 mm²
	TOTALE A_{sw}		1407.43 mm²
Armatura lato **MONTE** per metro di lunghezza	20	7	2199.11 mm²
	12	0	0.00 mm²
	TOTALE A_{sv}		2199.11 mm²
	copriferro	c	40 mm

CALCESTRUZZO		
C 25/30		
R_{ck}	30	Mpa
f_{ck}	24.9	Mpa
γ_c	1.5	
f_{cd}	14.11	Mpa
f_{cm}	32.9	Mpa
E_{cm}	31,447	Mpa

ACCIAIO		
γ_s	1.15	
f_{yk}	450	Mpa
f_{yd}	391.30	Mpa
ε_{yd}	0.1957%	
E_{sd}	200,000	Mpa

Mom Ultimo	M_{rd}^+	293.02	kNm	OK	0.34

VERIFICHE A RIBALTAMENTO - (EQU - M2 - R2) SLU NO SISMICO					
VERIFICATO	$E_{mom\,d}$	<	$R_{mom\,d}$	3.62	OK

VERIFICHE A RIBALTAMENTO - SLU SISMICO (EQU - M2 - R2) Spinta verticale +(vers. Alto)					
VERIFICATO	$E_{mom\,d}$	<	$R_{mom\,d}$	3.01	OK

VERIFICHE A RIBALTAMENTO - SLU SISMICO (EQU - M2 - R2) Spinta verticale - (vers. Basso)					
VERIFICATO	$E_{mom\,d}$	<	$R_{mom\,d}$	3.01	OK

VERIFICHE A SCORRIMENTO SLU (A1 - M1 - R1) NO SISMA					
VERIFICATO	$E_{sd\,d}$	<	$R_{sd\,d}$	1.45	OK

VERIFICHE A SCORRIMENTO SLU (A2 - M2 - R2) NO SISMA					
VERIFICATO	$E_{scor\,d}$	<	$R_{scor\,d}$	1.12	OK

VERIFICHE A SCORRIMENTO - SLU SISMICO (A1 - M2 - R3) Spinta verticale +(vers. Alto)					
VERIFICATO	$E_{scor\,d}$	<	$R_{scor\,d}$	1.33	OK

VERIFICHE A SCORRIMENTO - SLU SISMICO (A1 - M1 - R3) Spinta verticale - (vers. Basso)					
VERIFICATO	$E_{scor\,d}$	<	$R_{scor\,d}$	1.67	OK

VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO SLU (A1 - M1 - R1) NO SISMA			
σ_{max}	0.059 Mpa	21.81	OK
σ_{min}	0.050 Mpa	25.82	OK

VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO SLU (A2 - M2 - R2) NO SISMA			
σ_{max}	0.061728194 Mpa	6.52	OK
σ_{min}	0.047271806 Mpa	8.51	OK

VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO - SLU SISMICO (A1 - M1 - R3) Spinta verticale +(vers. Alto)			
σ_{max}	0.063179923 kN/m²	8.95	OK
σ_{min}	0.046359971 kN/m²	12.20	OK

VERIFICHE A SCHIACCIAMENTO - SLU SISMICO (A1 - M1 - R3) Spinta verticale - (vers. Basso)			
σ_{max}	0.06347573 kN/m²	8.91	OK
σ_{min}	0.047663199 kN/m²	11.86	OK