

COMMITTENTE:



## COMUNE DI SAN MAURIZIO CANAVESE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Geom. BELLEZZA QUATER Donatella

OGGETTO:

### ADEGUAMENTO SISMICO SCUOLA PRIMARIA F.LLI PAGLIERO

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI SAN MAURIZIO CANAVESE, VIA MADONNA DELLA NEVE, N° 30

FASE PROGETTUALE:

### PROGETTO ESECUTIVO

8	-	-	-	-	-
7	-	-	-	-	-
6	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-
3	-	-	-	-	-
2	-	-	-	-	-
1	Consegna	Progetto esecutivo	AV-AM	D.G.	D.G.
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO

TITOLO:

### DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO PER LA STESURA DEL PROGETTO

ARCHIVIO:

4578

FILE N°:

TESTALINI\_RELAZIONI

DATA:

Loranzè,  
Novembre 2020

TAVOLA N°

B

SCALA:

-



**SERTEC** s.r.l.  
ENGINEERING CONSULTING

31 Strada Provinciale 222  
10010 Loranzè (TO)  
TEL. 0125.1970499 FAX 0125.564014  
e-mail:  
info.sertec@ilquadrifoglio.to.it  
[www.sertec-engineering.it](http://www.sertec-engineering.it)

IL DIRETTORE TECNICO:  
Dott. Ing. Gianluca ODETTO

PROGETTISTA:

Dott. Ing. Domenico GABRIELE  
N° 7261 T ALBO INGEGNERI  
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:

ALTRA FIGURA:

TIMBRO:

ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



---

## INDICE

1. PREMESSA.....	3
------------------	---





## **1. PREMESSA.**

Il presente elaborato riporta la documentazione di riferimento utilizzata per la progettazione degli interventi di adeguamento sismico della scuola primaria F.lli Pagliero. Gli elaborati di riferimento sono:

- Relazione di calcolo di vulnerabilità sismica (con riferimento a corpo A, corpo B, corpo Q e corpo 4 aule della scuola Pagliero);
- Relazione geologico – tecnica datata maggio 2004 a firma del dott. Geologo Michele DE RUVO, redatta per la realizzazione della nuova scuola materna a 6 sezioni a San Maurizio Canavese, via Madonna della Neve n°30;
- Relazione geotecnica – datata maggio 2011 a firma del dott. Ing. Carlo Pisanu redatta per i lavori di ampliamento della scuola materna;
- Relazione geologico – geotecnica, redatta a firma del dott. Geologo Adriano Simonigh datata maggio 1995;

## INDICE

1.	ANALISI STORICO-CRITICA E DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE .....	2
1.1.	Plesso scolastico F.Ili Pagliero .....	2
1.2.	Scuola Remmert.....	5
2.	LIVELLO DI CONOSCENZA .....	7
3.	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI .....	9
3.1.	Plesso scolastico F.Ili Pagliero .....	9
3.2.	Scuola Remmert.....	12
4.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	15
5.	ANALISI DEI CARICHI .....	16
6.	IPOTESI DI CARICO E MODELLO STRUTTURALE .....	28
6.1.	ANALISI SISMICA .....	28
6.2.	CODICE 'SAP2000' .....	29
6.2.1.	Origine e caratteristiche del codice di calcolo .....	29
6.2.2.	Affidabilità del codice di calcolo utilizzato .....	29
6.2.3.	Descrizione del codice di calcolo utilizzato .....	30
6.3.	CODICE 'CMP' .....	30
6.3.1.	Origine e caratteristiche del codice di calcolo .....	30
6.4.	CODICE '3MURI'.....	31
6.4.1.	Origine e caratteristiche del codice di calcolo .....	31
6.4.2.	Affidabilità del codice di calcolo utilizzato .....	31
6.4.3.	Descrizione del codice di calcolo utilizzato .....	32
6.5.	MODELLO STRUTTURALE SCUOLA PAGLIERO .....	33
6.5.1.	MODELLO CORPO A.....	34
6.5.2.	MODELLO CORPO B.....	35
6.5.3.	MODELLO CORPO Q .....	36
6.5.4.	MODELLO CORPO R .....	37
6.5.5.	MODELLO AMPLIAMENTO 4 AULE.....	38
6.5.6.	MODELLO AMPLIAMENTO REFETTORIO .....	39
6.6.	MODELLO STRUTTURALE SCUOLA REMMERT .....	41
6.6.1.	MODELLO NUCLEO ORIGINARIO ED AMPLIAMENTI.....	41
6.6.2.	MODELLO CORPO SPOGLIATOI .....	44
7.	METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA.....	46
7.1.	STRUTTURE IN C.A.: VERIFICA DI RESISTENZA CON FATTORE DI STRUTTURA Q.....	46
7.2.	STRUTTURE IN MURATURA: VERIFICA MEDIANTE ANALISI PUSH-OVER ..	47
8.	VERIFICA DELLE STRUTTURE IN PROGETTO .....	50
8.1.	VERIFICA SCUOLA PAGLIERO .....	51
8.1.1.	CORPO A .....	51
8.1.2.	CORPO B .....	58
8.1.3.	CORPO Q.....	63
8.1.4.	CORPO R.....	67
8.1.5.	AMPLIAMENTO 4 AULE .....	71
8.1.6.	REFETTORIO .....	79
8.2.	VERIFICA SCUOLA REMMERT .....	86
8.2.1.	NUCLEO ORIGINARIO E AMPLIAMENTI.....	86
8.2.2.	CORPO SPOGLIATOI PALESTRA .....	88
9.	CONCLUSIONI.....	93



## 1. ANALISI STORICO-CRITICA E DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La presente relazione e gli elaborati allegati descrivono le verifiche di vulnerabilità sismica condotte sulle strutture costituenti parte del plesso scolastico denominato "Scuola f.lli Pagliero" e sulla totalità degli edifici della "Scuola Remmert" nel comune di San Maurizio C.se (TO).

I due edifici scolastici risalgono a epoche differenti e sono stati soggetti negli anni a vari ampliamenti con realizzazione di più corpi di fabbrica distinti e indipendenti tra loro.

Si riporta a seguire una descrizione dei due plessi scolastici.

### 1.1. Plesso scolastico F.lli Pagliero

Il plesso scolastico Pagliero è costituito da edifici prevalentemente ad un solo piano fuori terra e presenta sistema costruttivo a telaio in c.a.

L'edificio oggetto di valutazione della vulnerabilità risulta suddiviso in 6 corpi di fabbrica separati tra loro da giunti strutturali. Il nucleo originario della struttura (corpo A e corpo B) è stato costruito nell'anno 1980. Successivamente sono stati realizzati 4 ampliamenti denominati Corpo Q, Corpo R, Ampliamento 4 Aule e Ampliamento refettorio.

Si riporta per ciascun corpo di fabbrica una breve descrizione della struttura principale.

- Corpo A: la struttura realizzata nell'anno 1980 e denunciata al Genio Civile della regione Piemonte con prot. 4427 del 9 Dicembre 1980 è costituita da un solo piano fuori terra su vespaio areato. Presenta forma rettangolare con dimensione in pianta pari a circa 36,30 x 17,20 m e altezza variabile da un minimo di 3,60 a 6,80 m con copertura a unica falda inclinata.

Il fabbricato è realizzato con tipologia strutturare a telaio in c.a. in direzione longitudinale con pilastri di sezione 40x40 cm nella parte centrale e 40x35 cm sul perimetro e solaio in latero cemento di spessore 23 cm. Nel vespaio areato i pilastri sono disposti con maglia più fitta rispetto al piano terra. In direzione trasversale non sono presenti telai in quanto sono assenti travi di collegamento e cordoli di chiusura.

Le travi del piano terra sono realizzate in spessore al solaio mentre le travi del solaio di copertura si presentano ribassate. Sul perimetro del vespaio areato è presente un muro continuo in c.a.

Le fondazioni sono continue in c.a. in corrispondenza del muro perimetrale e

costituite da plinti isolati in corrispondenza dei pilastri.

- **Corpo B:** la struttura, realizzata nell'anno 1980 e denunciata al Genio Civile della regione Piemonte con prot. 4427 del 9 dicembre 1980, è prevalentemente costituita da un solo piano fuori terra su vespaio areato con eccezione di due porzioni che presentano un piano primo dove è presente l'alloggio del custode e la biblioteca, aula insegnanti. Presenta forma in pianta costituita da due rettangoli sfalsati ciascuno con dimensione pari a circa 22,00 x 20,00 m e altezza variabile da un minimo di 3,70 a 7,35 m con copertura ad unica falda inclinata.

Il fabbricato è realizzato con tipologia strutturare a telaio in c.a. in direzione longitudinale con pilastri di sezione 40x40 cm nella parte centrale e 40x35 cm sul perimetro; i solai su vespaio, del piano primo e di copertura sono in latero cemento di spessore 23 cm. Nel vespaio i pilastri sono disposti con maglia più fitta rispetto al piano terra. In direzione trasversale non sono presenti telai in quanto sono assenti travi di collegamento e cordoli di chiusura.

Le travi del solaio del piano terra sono realizzate parte in spessore e parte fuori spessore al solaio mentre le travi di copertura si presentano ribassate. Sul perimetro del vespaio areato è presente un muro continuo in c.a.

Le porzioni di solaio a piano primo ospitano l'alloggio del custode avente forma rettangolare con dimensione in pianta pari a 17,85 x 8,15 m e la biblioteca delle dimensioni in pianta pari a 7,60 x 8,95 m.

Le fondazioni sono in c.a. continue in corrispondenza del muro perimetrale e costituite da plinti isolati in corrispondenza dei pilastri.

- **Corpo Q:** la struttura, realizzata nell'anno 1991 e denunciata al Genio Civile della regione Piemonte con prot. 0239 del 24 gennaio 1991, è costituita da un solo piano fuori terra su vespaio areato. Presenta forma in pianta rettangolare con dimensione pari a circa 17,10 x 7,20 m e altezza variabile da un minimo di 3,70 a 6,80 m.

Il vespaio areato è realizzato con muri perimetrali in c.a. di spessore 35 cm su tre lati del fabbricato e solaio in laterocemento di spessore 25 cm. L'elevazione presenta tipologia strutturare "Telaio in c.a." con n. 8 pilastri di sezione 35x40 cm di cui 6 nascenti dal muro in c.a. e 2 fondati su plinto. Il solaio di copertura è in laterocemento con spessore 25 cm. A piano terreno è presente il solo telaio in direzione longitudinale e sono assenti le travi di collegamento trasversali in corrispondenza dei pilastri. A livello della copertura i telai sono orientati in



direzione trasversale ed il cordolo di chiusura del solaio è presente su un solo lato.

Le travi del piano terra sono in spessore mentre le travi di copertura sono ribassate rispetto al solaio.

Le fondazioni sono continue di larghezza 1,50 m in corrispondenza del muro e costituite da n. 2 plinti isolati per i pilastri centrali.

- Corpo R: la struttura, realizzata nell'anno 1991 e denunciata al Genio Civile della regione Piemonte con prot. 0239 del 24 gennaio 1991, è costituita da un solo piano fuori terra su vespaio areato. Presenta forma in pianta rettangolare con dimensione pari a circa 7,35 x 6,00 m e altezza massima pari circa a 3,60 m con copertura piana.

La porzione interrata è realizzato con muri perimetrali in c.a. di spessore 35 cm su tre lati del fabbricato e solaio in laterocemento di spessore 22 cm. Il piano primo presenta tipologia strutturare a telaio in c.a. con n. 4 pilastri di sezione 35x40 cm nascenti dal muro in c.a. Il solaio di copertura è in laterocemento con spessore 22 cm.

Le travi del piano terra e del piano primo sono ribassate.

Le fondazioni sono continue sotto la muratura perimetrale della larghezza di 1,50 m.

- Corpo 4 Aule: la struttura realizzata nell'anno 2007 e denunciata al Genio Civile della regione Piemonte con prot. 18000 del 20 ottobre 2007 è costituita da un solo piano fuori terra su vespaio areato con solaio di sottotetto non accessibile presente su circa metà dell'estensione dell'intervento. Presenta forma in pianta rettangolare con dimensione pari a circa 17,85 x 16,63 m e altezza variabile da un minimo di 3,45 m a un massimo di 6,60 m con copertura ad unica falda inclinata.

La struttura presenta tipologia costruttiva a telaio in c.a. in direzione longitudinale. In direzione trasversale sono assenti le travi di collegamento in corrispondenza dei pilastri interni mentre sono presenti i cordoli perimetrali del solaio che collegano i pilastri esterni; tali collegamenti sono riproposti a tutti i livelli.

Il solaio del piano terra è realizzato su vespaio areato e presenta travi di collegamento tra i pilastri con funzione di trave portamuro.

Le fondazioni sono costituite da travi continue in c.a. di sezione rettangolare "approfondite di 2,00 m" rispetto al piano interno. E' presente un solaio di

sottotetto su una porzione di fabbricato posto a quota estradosso 3,60 m.

Il solaio di sottotetto e di copertura è in laterocemento con travetti prefabbricati dello spessore complessivo pari a 20+5 cm.

Le travi del piano terra e le travi del piano primo sono ribassate.

- Ampliamento refettorio: Il refettorio è stato costruito nell'anno 2005 e denunciato al Genio Civile della Regione Piemonte con prat. n. 84, prot. 8817 del 01/06/2005 e presenta dimensioni in pianta pari a 18,60 x 22,50 m con altezza massima pari a 8,47 m.

La struttura è realizzata con pilastri in c.a. e copertura in legno. A livello di imposta della copertura è presente un cordolo perimetrale di collegamento tra i pilastri. Sui timpani esterni sono stati realizzati n. 5 pilastri in c.a. collegati a livello intermedio e in copertura da cordolo in c.a. al posto della reticolare di legno.

Nella zona delle cucine è presente un solaio in laterocemento posto a quota 3,48 m.

Le fondazioni sono costituite da plinti in c.a. collegati da trave perimetrale portamuro.

E' inoltre presente un corridoio di collegamento al corpo principale della scuola realizzato con pilastri in c.a. e copertura in legno.

## **1.2. Scuola Remmert**

La scuola Remmert presenta n.3 piani fuori terra e una porzione di piano interrato. L'edificio è composto da quattro corpi costruiti in periodi differenti e parzialmente scollegati tra loro.

Si riporta per ciascun corpo di fabbrica una breve descrizione della struttura principale.

- Nucleo originario: costruito negli anni '30 con struttura in muratura portante presenta una forma a T all'interno del quale trovano posto le aule e la palestra. Le aule sono disposte nella parte frontale della scuola che presenta 3 piani fuori terra e un piano interrato e forma in pianta circa rettangolare con dimensione 40,15 x 13,35 m e interpiano di altezza 4,00 m. Il volume posteriore è adibito a palestra e presenta forma rettangolare con dimensione in pianta pari a 20,00 x 10,00 m e altezza pari a circa 6,00 m. La struttura è realizzata in muratura portante di mattoni pieni di spessore 50 cm



e solai in laterocemento. Nell'area dell'ingresso è presente un solaio bidirezionale mentre la restante parte di solaio è realizzato con travetti monodirezionali.

Al terzo piano il nucleo originario presenta una dimensione ridotta con dimensione in pianta pari a 10,35 x 13,35 m.

- Ampliamento laterale: nell'anno 1965 è stato realizzato un ampliamento del fabbricato mediante la costruzione di un corpo di fabbrica per ciascun lato dell'edificio originario. L'ampliamento è stato denunciato alla Prefettura di Torino con prot. 16605 del 03/05/1965. I due corpi presentano dimensione in pianta pari a 8,50 x 13,35 m e altezza interpiano pari a 4,00 m e risultano scollegati dalla struttura principale a piano terra e a piano primo. Al terzo piano l'ampliamento si trasforma in sopraelevazione e risulta collegato alla struttura del nucleo originario.

La struttura portante è realizzata con muratura "a sacco" realizzata con muricci a cassa vuota in mattoni semipieni tipo doppio UNI riempiti con calcestruzzo.

Le fondazioni sono costituite da muri in c.a. realizzati in corrispondenza delle murature.

- Locale spogliatoi: l'edificio del locale spogliatoi è stato realizzato nel 1974 e denunciato al Genio Civile di Torino con prot. 12913 del 23 Gennaio 1974.

La struttura presenta sistema costruttivo "A telaio in c.a." costituito da n. 7 pilastri di sezione 35x35 cm e solaio costituito da elementi prefabbricati con spessore complessivo pari a 45 cm.

Le fondazioni sono costituite da plinti in c.a. di dimensione 115x115 cm collegate tra loro da travi portamuro.



## 2. LIVELLO DI CONOSCENZA

Le Norme Tecniche del 2008 definiscono il livello di conoscenza di una struttura sulla base delle informazioni disponibili in riferimento a geometria, dettagli strutturali e proprietà dei materiali.

La geometria delle strutture oggetto di analisi sono state definite mediante le tavole di progetto originali contenenti gli elaborati di carpenteria e gli elaborati relativi alle armature delle strutture (pilastri, travi, solai, muri contro terra e fondazioni) e in seguito a sopralluogo in sito con relativo rilievo fotografico.

I dettagli costruttivi sono stati definiti mediante i progetti costruttivi originali.

Le proprietà dei materiali sono state ottenute mediante prove sui materiali prelevando in sito carote di calcestruzzo e spezzoni di armatura per le strutture in c.a. ed eseguendo prove con martinetti piatti, saggi conoscitivi e videoispezioni per le strutture in muratura portante. I risultati delle indagini sono riportate nelle relazioni redatte dal laboratorio PQRS.

Il programma di prova definito dagli scriventi è stato predisposto in modo da ottenere un "Livello di conoscenza adeguata LC2" sulla base della tabella C.8A.1.2 e C.8A.1.3a che prevede la realizzazione di limitate prove in situ, equivalenti a un provino di calcestruzzo ogni 300 m<sup>2</sup> di piano e ad un campione di armatura per piano di edificio, in aggiunta all'esistenza dei disegni originali della struttura.

In funzione di quanto sopra si può affermare di avere una Conoscenza adeguata ed assumere pertanto un Fattore di Confidenza FC pari a 1,20.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

### 3. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

La caratterizzazione meccanica dei materiali degli edifici scolasti è stata determinata mediante indagini in sito con prelievo di carote di calcestruzzo e barre di armature per le strutture in c.a. e mediante prove con martinetti piatti, saggi esplorativi e videoscopie per le strutture in muratura.

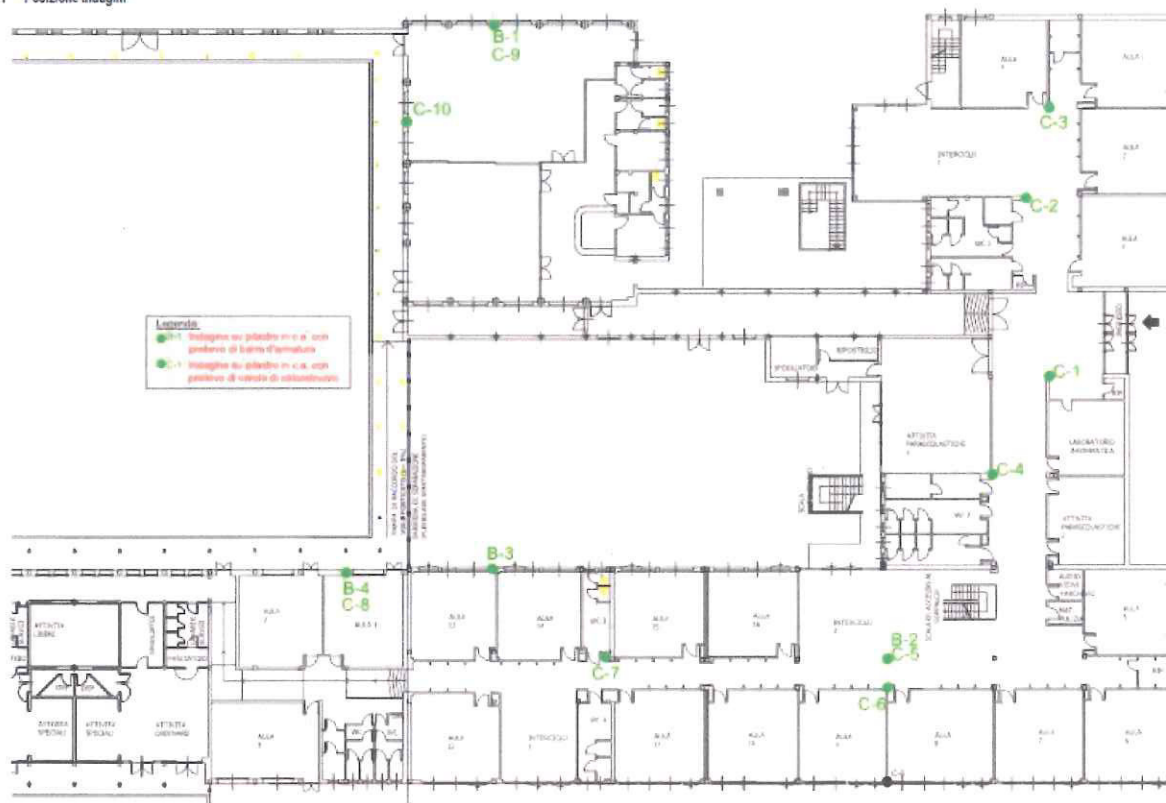
Le indagini sono state svolte dal Laboratorio P.Q.R.S. su indicazione degli scriventi e raccolte in due relazioni distinte:

- Verbale di prova 18/2019 del 22/01/2018: Indagini strutturali sull'edificio scolastico denominato "F.Ili Pagliero" sito in via Madonna della Neve 30, San Maurizio Canavese (TO);
- Verbale di prova 19/2019 del 22/01/2018: Indagini strutturali sull'edificio scolastico denominato "A.Remmert" sito in via L.Bo 2/4, San Maurizio Canavese (TO);

#### 3.1. Plesso scolastico F.Ili Pagliero

Sulla struttura della scuola Pagliero sono state eseguite n. 9 prelievi di carote di calcestruzzo e n.4 prelievi di barre d'armatura.

2.1 Posizione indagini



Planimetria individuazione indagini scuola F.Ili Pagliero



Codice	Diam. Netto (mm)	Elemento strutturale	Tipo di prelievo	Esame visivo del provino	Lunghezza della carota prelevata (mm)	Tipologia di foro
C1	95	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	200	Non passante
C2	95	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	160	Non passante
C3	95	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	155	Non passante
C4	95	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	140	Non passante
C5	95	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	227	Non passante
C6	95	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	154	Non passante
C7	94	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	166	Non passante
C8	95	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	163	Non passante
C9	94	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	115	Non passante
C10	94	PILASTRO	Orizzontale	Superficie liscia	158	Non passante

CODICE	STRUTTURA	Ø (mm)	TIPO
B2	PILASTRO	12	NERVATO
B2	PILASTRO	12	NERVATO
B3	PILASTRO	12	NERVATO
B4	PILASTRO	20	NERVATO

Per ciascun corpo di fabbrica si sono pertanto individuati i valori resistenti medi in funzione delle prove eseguite e dei risultati delle prove distruttive condotte in laboratorio.

RISULTATI DELLE PROVE							
N.	Contrassegno provini	Dimensioni	Rapp. H/D	Massa Volumica (Kg/m³)	Resistenza Max. Unit. (Mpa)*	Data di prelievo	Data prova
		diametro x altezza (mm)					
1	C1 pilastro	95,0 x 95,0	1,00	2220	15,6	27-dic-17	17-gen-18
2	C2 pilastro	95,0 x 95,0	1,00	2282	15,9	27-dic-17	17-gen-18
3	C3 pilastro	95,0 x 95,0	1,00	2272	20,7	27-dic-17	17-gen-18
4	C4 pilastro	95,0 x 95,0	1,00	2279	17,1	27-dic-17	17-gen-18
5	C5 pilastro	95,0 x 95,0	1,00	2276	20,1	27-dic-17	17-gen-18
6	C6 pilastro	95,0 x 95,0	1,00	2221	24,6	27-dic-17	17-gen-18
7	C7 pilastro	94,0 x 94,0	1,00	2299	26,4	27-dic-17	17-gen-18
8	C8 pilastro	95,0 x 95,0	1,00	2254	24,5	27-dic-17	17-gen-18
9	C9 pilastro	94,0 x 94,0	1,00	2213	16,8	28-dic-17	17-gen-18
10	C10 pilastro	94,0 x 94,0	1,00	2205	15,2	28-dic-17	17-gen-18

N° Horizontal in PQRS	Contrassegno	Tipo di tondo	Ø nomi- nale effett- ivo	Sazio- ne effettiv- a S <sub>o</sub> (mm <sup>2</sup> )	Tensione di snervamento f <sub>y</sub> (MPa)*	Tensione di rottura f <sub>t</sub> (MPa)*	A <sub>g</sub> (%)	Data di prova
1	B1	nervato	12	113,0	515,7	592,6	10,3	17-gen-18
2	B2	nervato	12	113,0	517,8	642,6	6,8	17-gen-18
3	B3	nervato	12	113,0	540,6	623,9	13,7	17-gen-18
4	B4	nervato	20	314,0	543,0	640,1	12,4	17-gen-18

#### Corpo A e Corpo B

Sono state considerate le carote C1, C2, C3, C4, C5 e C6.

È stata considerata la barra B2.

I valori medi ottenuti e utilizzati per le prove sono:

Calcestruzzo:  $f_m = 19,00 \text{ N/mm}^2$

Acciaio:  $f_m = 517,80 \text{ N/mm}^2$

#### Corpo Q ed R

In fase di indagine non si era a conoscenza della suddivisione in corpi differenti del nucleo originario. In tali aree dell'edificio non sono state pertanto eseguite indagini sui materiali. Per le verifiche delle strutture si sono pertanto considerati i medesimi risultati ottenuti per il corpo A e il corpo B.

Sono state considerate le carote C1, C2, C3, C4, C5 e C6.

È stata considerata la barra B2.

I valori medi ottenuti e utilizzati per le prove sono:

Calcestruzzo:  $f_m = 19,00 \text{ N/mm}^2$

Acciaio:  $f_m = 517,80 \text{ N/mm}^2$

#### Corpo ampliamento 4 aule

È stata considerata la carota C7.

È stata considerata la barra B3.

I valori medi ottenuti e utilizzati per le prove sono:

Calcestruzzo:  $f_m = 26,40 \text{ N/mm}^2$

Acciaio:  $f_m = 540,60 \text{ N/mm}^2$

#### Corpo ampliamento refettorio

È stata considerata la carota C9 e C10.

È stata considerata la barra B1.

I valori medi ottenuti e utilizzati per le prove sono:

Calcestruzzo:  $f_m = 16,50 \text{ N/mm}^2$

Acciaio:  $f_m = 515,70 \text{ N/mm}^2$

### 3.2. Scuola Remmert

Sulla struttura della scuola Remmert sono state eseguite n. 5 prelievi di carote di calcestruzzo e n.3 prelievi di barre d'armatura.

Codice	Diam. Netto [mm]	Elemento strutturale	Tipo di prelievo	Esame visivo del provino	Lunghezza della carota prelevata (mm)	Tipologia di foro
C1-M	95	CORDOLO	Orizzontale	Superficie liscia	200	Non passante
C2-M	95	CORDOLO	Orizzontale	Superficie liscia	160	Non passante
C5-M	94	PILASTRO- spogliatoio palestra	Orizzontale	Superficie liscia	155	Non passante
C3-M	95	MURO- PIANO INTERRATO	Orizzontale	Provino fessurato e non adatto all'esecuzione di prove di laboratorio	-	Non passante
C4-M	95	MURO- PIANO INTERRATO	Orizzontale	Provino fessurato e non adatto all'esecuzione di prove di laboratorio	-	Non passante

Le strutture soggette a operazioni di carotaggio sono state ripristinate mediante l'utilizzo di malta strutturale Kerakoll Geolite 10

CODICE	STRUTTURA	$\varnothing$ (mm)	TIPO
P1-M	CORDOLO	10	LISCIO
P2-M	PILASTRO- spogliatoio palestra	16	LISCIO

Sulle carote n. C3-M e n. C4-M relative al piano interrato del nucleo centrale non è stato possibile realizzare le prove di compressione in quanto i provini è risultato fessurato.

Si sono inoltre eseguite prove di compressione con martinetto piatto e indagini conoscitive sulla tessitura delle murature.



Le caratteristiche meccaniche assunte per la verifica delle murature portanti sono:

- Muratura esistente: è la tipologia di muratura utilizzata per schematizzare gli elementi del nucleo originario della scuola e della palestra;

Nome	Muratura esistente
E [N/mm <sup>2</sup> ]	1 000.00
G [N/mm <sup>2</sup> ]	400.00
w [kN/m <sup>3</sup> ]	23
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	283.00
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	125.00
τ [N/cm <sup>2</sup> ]	6.00
f <sub>vlm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	0.0
FC	1.20
γ <sub>m</sub>	3.00
α <sub>cc</sub>	0.85
k <sub>mod</sub>	0.00
Drift taglio	0.0040
Drift flessione	0.0060
φ <sub>∞</sub>	0.0
Stato	Esistente
Descrizione	
Libreria	Progetto

- Muratura a sacco: è la tipologia di muratura utilizzata per schematizzare gli elementi delle porzioni di struttura in ampliamento caratterizzati da una muratura con muricci laterali in mattoni semipieni e riempimento in cls.

Nome	Muratura a sacco
E [N/mm <sup>2</sup> ]	20 000.00
G [N/mm <sup>2</sup> ]	5 000.00
w [kN/m <sup>3</sup> ]	45
f <sub>m</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	500.00
f <sub>k</sub> [N/cm <sup>2</sup> ]	300.00
τ [N/cm <sup>2</sup> ]	25.00
f <sub>vlm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	0.0
FC	1.20
γ <sub>m</sub>	3.00
α <sub>cc</sub>	0.85
k <sub>mod</sub>	0.00
Drift taglio	0.0040
Drift flessione	0.0060
φ <sub>∞</sub>	0.0
Stato	Esistente
Descrizione	
Libreria	Progetto

Per le strutture in c.a. degli spogliatoi della palestra si sono utilizzati i valori di

resistenza media ottenuti dalle prove di laboratorio condotte sui provini prelevati in sito.

Determinazione della resistenza a compressione secondo UNI EN 12390/3:2009

RISULTATI DELLE PROVE							
N.	Contrassegno provini	Dimensioni	Rapp. H/D	Massa Volumica (Kg/m³)	Resistenza Max. Unit. (Mpa)*	Data di prelievo	Data prova
		di diametro x altezza (mm)					
1	C1-M cordolo inf	95,0 x 95,0	1,00	2404	31,4	29-dic-17	17-gen-18
2	C2-M cordolo inf	95,0 x 95,0	1,00	2532	35,4	27-dic-17	17-gen-18
3	C5-M pilastro pil	94,0 x 94,0	1,00	2247	16,7	2-gen-18	17-gen-18

(\*) 1 MPa = 10N/mm² = 10,2 Kg/cm²

RISULTATI DELLE PROVE A TRAZIONE

N° testi PQRS	Contrassegno	Tipò di tondo	Ø nomi- nale effett- ivo	Sezion- e effettiv- a So (mm²)	Tensione di snervamento f <sub>y</sub> (MPa)*	Tensione di rottura f <sub>t</sub> (MPa)*	A <sub>g</sub> (%)	Data di prova
1	P1M	liscio	10	76,5	360,2	502,3	25,8	17-gen-18
2	P2M	liscio	10	201,0	369,8	561,3	26,8	17-gen-18

Corpo spogliatoi

È stata considerata la carota C5-M.

È stata considerata la barra P2-M.

I valori medi ottenuti e utilizzati per le prove sono:

Calcestruzzo:  $f_m = 16,70 \text{ N/mm}^2$

Acciaio:  $f_m = 369,80 \text{ N/mm}^2$



#### 4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I carichi considerati per il calcolo sono conformi alle normative vigenti, ricordando che secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni 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 noti i valori dell'accelerazione orizzontale massima del terreno, del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale forniti per ciascun nodo del reticolo di riferimento in cui è stato suddiviso il territorio nazionale, per l'intervallo di riferimento, nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle nuove norme.

Nel caso dai documenti originali di progetto non fosse definita l'armatura di alcuni elementi strutturali si è considerata la percentuale di armatura minima prevista dalla norma vigente all'epoca della costruzione.

- **Legge 5 novembre 1971, n° 1086:** "Norme tecniche per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica" e successivi decreti applicativi;
- **Legge 5 novembre 1974, n. 64:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- **D.M. 14 gennaio 2008:** "Norme tecniche per le costruzioni".
- **Circolare 02 Febbraio 2009 n. 617** del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti: "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»"

Classificazione sismica del territorio secondo:

- **Ordinanza n. 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri:** "Primi elementi in materia di criteri per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e s.m.i.
- **D.G.R. n. 11-13058 del 19 Gennaio 2010:** "Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. n. 3519/2006)".

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### Peso proprio elementi strutturali:

Massa volumica calcestruzzo  $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$

Massa volumica legno  $\gamma = 5.00 \text{ kN/m}^3$

Il peso degli elementi strutturali è valutato direttamente dal codice di calcolo impiegato in funzione delle dimensioni.

### Scuola Pagliero – Corpo A e B

#### Carichi permanenti:

Solaio in laterocemento 18+5  $\gamma = 2,85 \text{ kN/m}^2$

Permanente non strutturale piano terra  $\gamma = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Permanente non strutturale copertura  $\gamma = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Murature esterne (superficie di facciata)  $\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Vetrate (superficie di facciata)  $\gamma = 0,60 \text{ kN/m}^2$

La presenza delle tramezze è stata considerata tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio e della loro effettiva altezza considerando un carico di  $1.30 \text{ kN/m}^2$

#### Carichi variabili:

Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C1 Scuole  $\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$

### Scuola Pagliero – Corpo Q

#### Carichi permanenti:

Solaio in laterocemento 20+5  $\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Permanente non strutturale piano terra  $\gamma = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Permanente non strutturale copertura  $\gamma = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Incidenza tramezzi (carico lineare)  $\gamma = 5,50 \text{ kN/m}$

Murature esterne (superficie di facciata)  $\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$

Vetrate (superficie di facciata)  $\gamma = 0,60 \text{ kN/m}^2$

#### Carichi variabili:

Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C1 Scuole  $\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$

### **Scuola Pagliero – Corpo R**

#### **Carichi permanenti:**

Solaio in laterocemento 18+4	$\gamma = 2,75 \text{ kN/m}^2$
Permanente non strutturale piano terra	$\gamma = 2,50 \text{ kN/m}^2$
Permanente non strutturale copertura	$\gamma = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Murature esterne (superficie di facciata)	$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Vetrare (superficie di facciata)	$\gamma = 0,60 \text{ kN/m}^2$

#### **Carichi variabili:**

Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C1 Scuole	$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$
--	--------------------------------

### **Scuola Pagliero – Ampliamento 4 aule**

#### **Carichi permanenti:**

Solaio in laterocemento 20+5	$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Permanente non strutturale piano terra	$\gamma = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Permanente non strutturale copertura	$\gamma = 2,00 \text{ kN/m}^2$
Murature esterne (superficie di facciata)	$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$
Vetrare (superficie di facciata)	$\gamma = 0,60 \text{ kN/m}^2$
Incidenza tramezzi	$\gamma = 2,00 \text{ kN/m}^2$

#### **Carichi variabili:**

Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C1 Scuole	$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$
--	--------------------------------

### **Scuola Pagliero – Ampliamento Refettorio**

#### **Carichi permanenti:**

Solaio in laterocemento 18+4	$\gamma = 2,50 \text{ kN/m}^2$
Permanente non strutturale solaio	$\gamma = 1,50 \text{ kN/m}^2$
Permanente non strutturale copertura	$\gamma = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Murature esterne	$\gamma = 4,00 \text{ kN/m}$
Incidenza tramezzi (superficie di facciata)	$\gamma = 2,00 \text{ kN/m}^2$

#### **Carichi variabili:**



Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C1 Scuole

$$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

**Scuola Remmert – Nucleo originario e ampliamenti**

**Carichi permanenti:**

Solaio in laterocemento 20+5

$$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Permanente non strutturale piano terra

$$\gamma = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Permanente non strutturale copertura

$$\gamma = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Incidenza tramezzi

$$\gamma = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

**Carichi variabili:**

Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C1 Scuole

$$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

**Scuola Remmert – Ampliamento spogliatoi**

**Carichi permanenti:**

Solaio in laterocemento 40+5

$$\gamma = 6,50 \text{ kN/m}^2$$

Permanente non strutturale copertura

$$\gamma = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

**Carichi variabili:**

Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C1 Scuole

$$\gamma = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

**Carico della neve:**

Non è stato preso in conto il carico della neve in quanto svolgendo un'analisi di vulnerabilità sismica degli edifici il coefficiente di combinazione per la neve in condizioni sismiche è pari a 0.

**Azione del vento:**

Non è stata presa in conto l'azione del vento in quanto svolgendo un'analisi di vulnerabilità sismica degli edifici il coefficiente di combinazione per il vento in condizioni sismiche è pari a 0.

## Sisma

L'azione sismica viene valutata utilizzando come spettro di risposta della struttura quello previsto dal D.M. 14/01/08 Norme tecniche sulle costruzioni. In termini di accelerazione l'espressione risulta:

$$S_u(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q} \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_u(T) = a_g \cdot \frac{S \cdot F_o}{q} \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_u(T) = a_g \cdot \frac{S \cdot F_o}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_u(T) = a_g \cdot \frac{S \cdot F_o}{q} \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \geq 0.2 a_g \quad T_D \leq T$$

Lo spettro può essere definito numericamente una volta noti i parametri:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A

$F_0$  = 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

Questi dati sono ricavabili, per il reticolo geografico di riferimento, dai dati di pericolosità sismica disponibili e riportati nell'ALLEGATO B del D.M. 14/01/08 una volta definita la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione e la probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati da cui dipende il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni.

La struttura di cui trattasi è classificabile nella **Classe IV** (Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità) del punto 2.4.2 delle NTC mentre si può assumere che la vita nominale  **$V_N$  debba essere  $\geq 100$  anni** (tabella 2.4.I) ne consegue che il periodo di riferimento per l'azione sismica sia  **$V_R = V_N \cdot C_U = 200$  anni** avendo assunto il coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 2 dalla tabella 2.4.II. Nel seguito si riportano le verifiche di vulnerabilità sismica per lo stato limite ultimo di salvaguardia delle vite umane (SLV). Al sisma di progetto (SLV) corrisponde una probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura del 10% (tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica di 1898 anni).

Definiti questi aspetti e note le coordinate del sito su cui erge la costruzione, si possono definire i valori di riferimento dello spettro di risposta.

Le coordinate della costruzione, sita nel **Comune di San Maurizio C.se** sono:

**Plesso scolastico F.Ili Pagliero**

Longitudine: 7.628622

Latitudine: 45.212449

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [sec]
SLV	1898	0,075	2,863	0,291

**Scuola A.Remmert**

Longitudine: 7.629541

Latitudine: 45.221105

Stato limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_c^*$ [sec]
SLV	1898	0,074	2,864	0,291

Gli altri parametri necessari per la definizione della accelerazione massima attesa al sito sono:

$S$  = fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del terreno di fondazione e delle condizioni topografiche mediante la relazione:

$$S = S_s \cdot S_t$$

essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V D.M. 14/01/08) per **terreno di categoria B** assunto pari ad 1.20;

$S_t$  il coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI D.M. 14/01/08) assunto pari ad 1 valido per categoria topografica T1.

Il valore di accelerazione massima attesa al sito è valutato con la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

ed è assunta pari a 0,090g per le verifiche allo stato limite ultimo di salvaguardia delle vite umane (SLV).

Lo spettro di progetto utilizzato per la verifica delle strutture in c.a. prevede un **fattore di struttura  $q=1,5$** .

Tale valore è giustificato dal metodo di verifica svolto "Analisi dinamica con fattore di struttura  $q$ " come previsto dal paragrafo 8.7.2.4 delle NTC2008 e meglio esplicitato nel paragrafo C.8.7.2.4 della Circolare applicativa, che prevede l'impiego del fattore di



struttura compreso nel campo fra 1,5 e 3,0 per le verifiche degli elementi duttili e pari a 1,5 per le verifiche degli elementi fragili.

Lo spettro di progetto utilizzato per la verifica delle strutture in muratura (analisi push – over) è quello elastico.

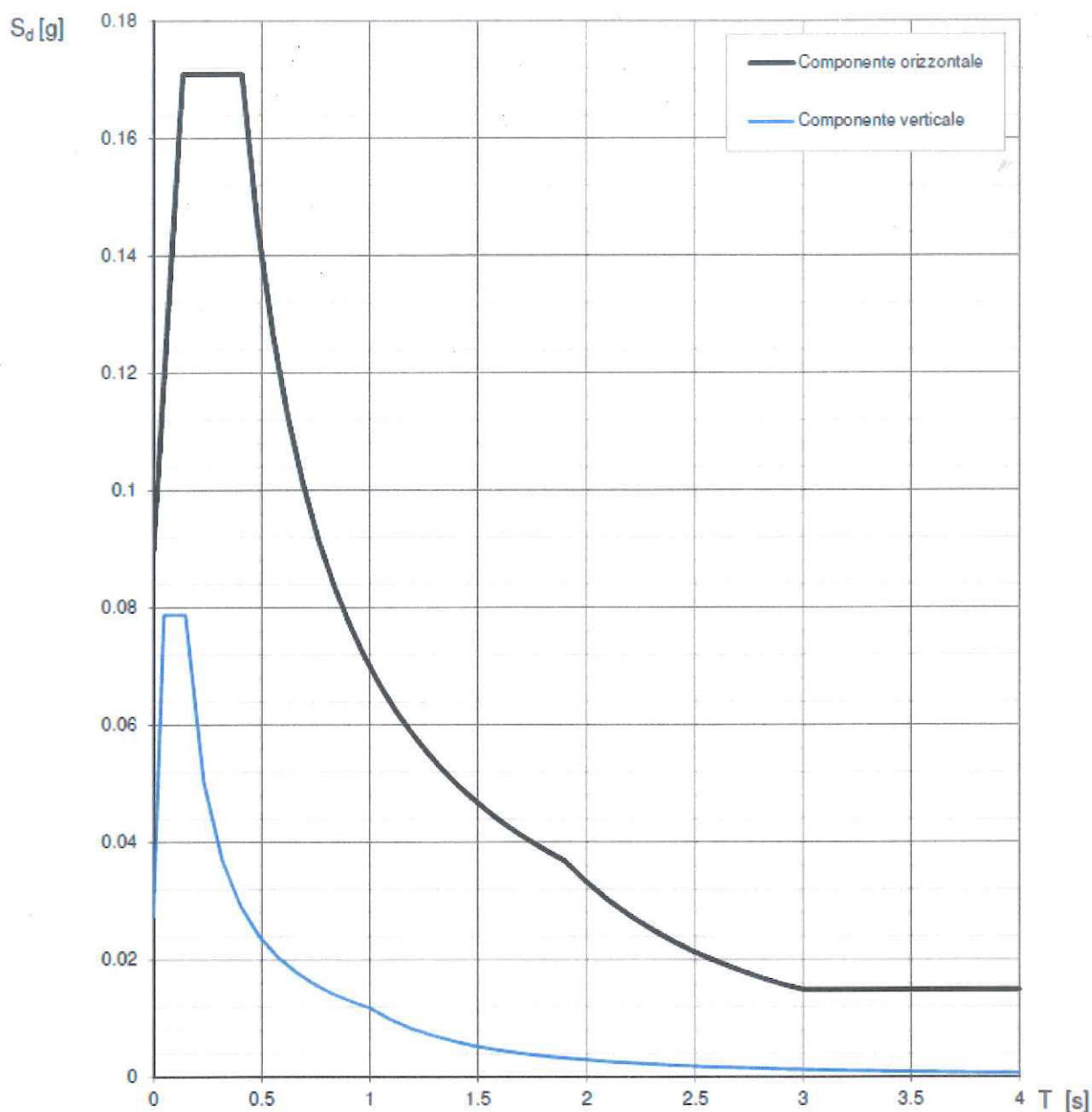
La tipologia del sottosuolo è stata desunta dalle relazioni geologiche fornite dall'ufficio tecnico del comune di San Maurizio C.se.

- Relazione Geotecnica del gennaio 2012 relativa a "Lavori di ampliamento del complesso scolastico degli edifici albergo delle fate/F.Ili Pagliero.
- Relazione Geologico-tecnica del giugno 2004 relativa a "Nuova Scuola materna in via Madonna della neve".

La verifica della struttura è stata svolta secondo quanto previsto al paragrafo "C8.7.2.1 Requisiti di sicurezza" della Circolare 02-02-2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche del 2008" con riferimento allo SLV.

**Plesso scolastico F.lli Pagliero; Spettro di progetto con fattore di struttura  $q=1,5$**

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.075 g
$F_o$	2.863
$T_C$	0.291 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.408
$S_T$	1.000
$q$	1.500

### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.667
$T_B$	0.137 s
$T_C$	0.410 s
$T_D$	1.898 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

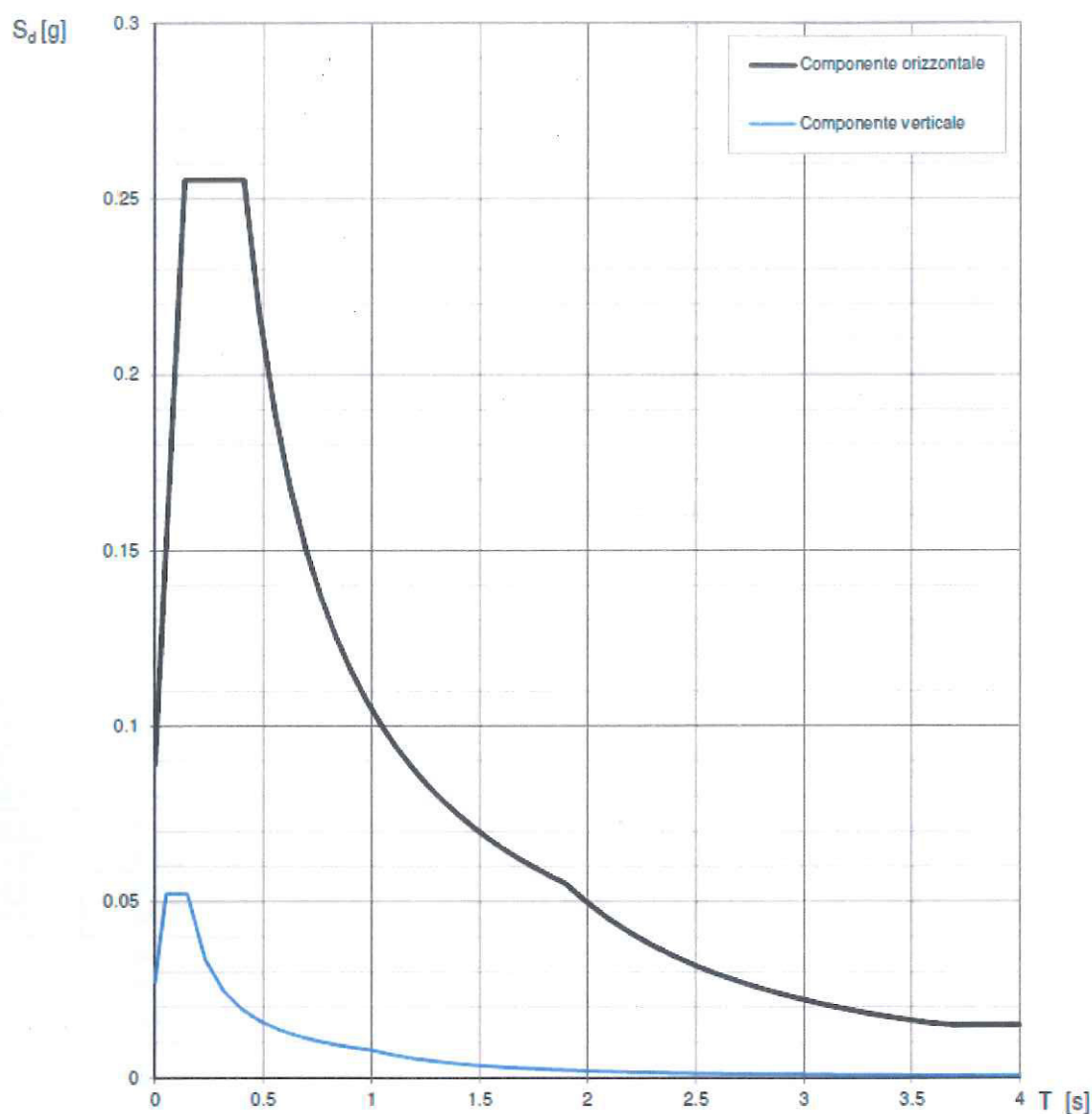
### Punti dello spettro di risposta

	$T$ [s]	$S_e$ [g]
	0.000	0.090
$T_B \leftarrow$	0.137	0.171
$T_C \leftarrow$	0.410	0.171
	0.480	0.146
	0.551	0.127
	0.622	0.113
	0.693	0.101
	0.764	0.092
	0.835	0.084
	0.906	0.077
	0.977	0.072
	1.048	0.067
	1.119	0.063
	1.189	0.059
	1.260	0.056
	1.331	0.053
	1.402	0.050
	1.473	0.048
	1.544	0.045
	1.615	0.043
	1.686	0.042
	1.757	0.040
	1.828	0.038
$T_D \leftarrow$	1.898	0.037
	1.999	0.033
	2.099	0.030
	2.199	0.027
	2.299	0.025
	2.399	0.023
	2.499	0.021
	2.599	0.020
	2.699	0.018
	2.799	0.017
	2.899	0.016
	2.999	0.015
	3.099	0.015
	3.199	0.015
	3.299	0.015
	3.400	0.015
	3.500	0.015
	3.600	0.015
	3.700	0.015
	3.800	0.015
	3.900	0.015
	4.000	0.015

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

**Scuola Remmert Spettro di progetto elastico con fattore di struttura  $q=1,0$**

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.074 g
$F_o$	2.864
$T_C$	0.291 s
$S_S$	1.200
$C_C$	1.408
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.137 s
$T_C$	0.410 s
$T_D$	1.897 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

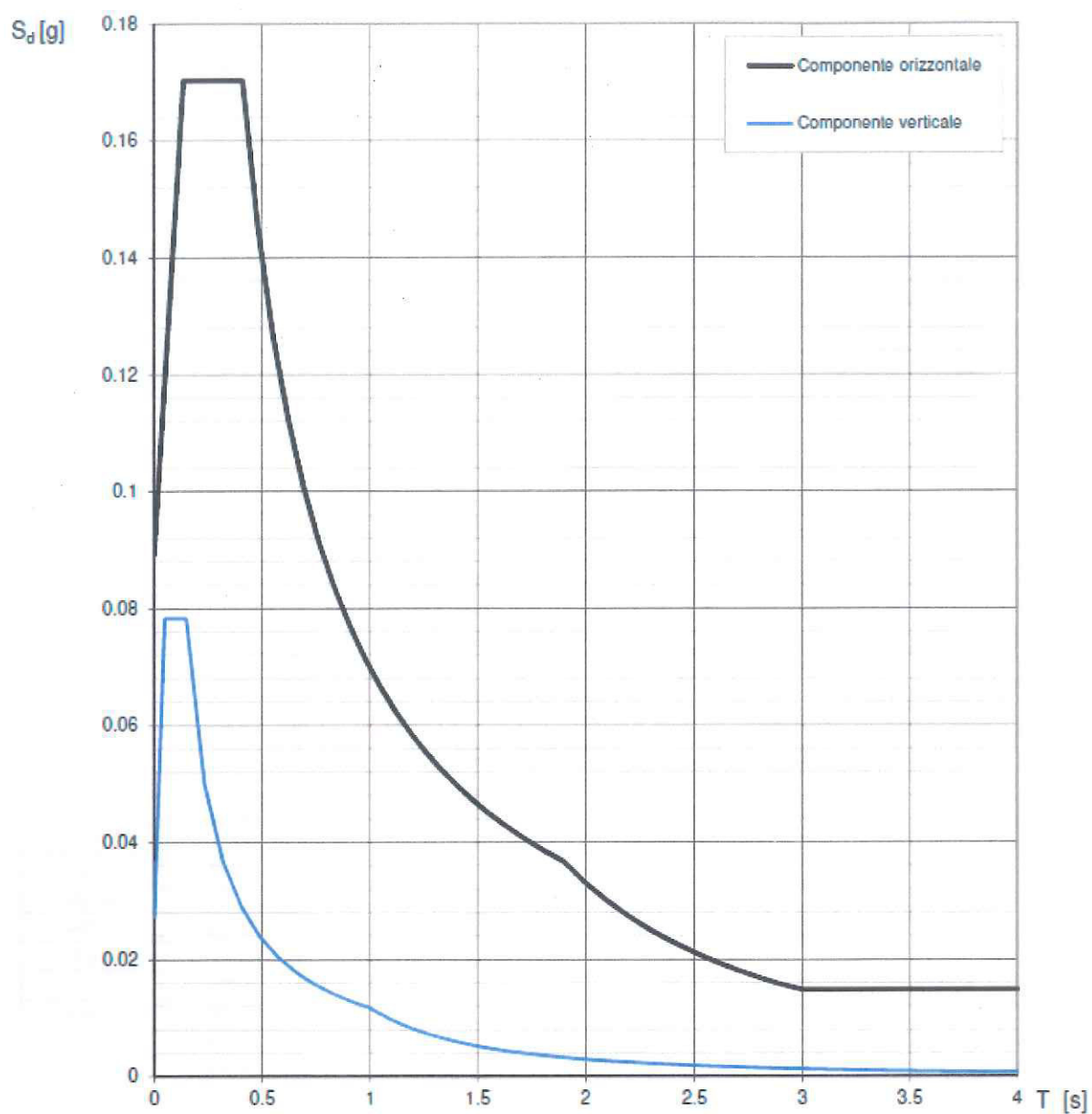
	$T$ [s]	$S_e$ [g]
	0.000	0.089
$T_B \leftarrow$	0.137	0.255
$T_C \leftarrow$	0.410	0.255
	0.481	0.218
	0.551	0.190
	0.622	0.168
	0.693	0.151
	0.764	0.137
	0.835	0.125
	0.906	0.116
	0.976	0.107
	1.047	0.100
	1.118	0.094
	1.189	0.088
	1.260	0.083
	1.331	0.079
	1.401	0.075
	1.472	0.071
	1.543	0.068
	1.614	0.065
	1.685	0.062
	1.756	0.060
	1.826	0.057
$T_D \leftarrow$	1.897	0.055
	1.997	0.050
	2.098	0.045
	2.198	0.041
	2.298	0.038
	2.398	0.035
	2.498	0.032
	2.598	0.029
	2.698	0.027
	2.798	0.025
	2.899	0.024
	2.999	0.022
	3.099	0.021
	3.199	0.019
	3.299	0.018
	3.399	0.017
	3.499	0.016
	3.599	0.015
	3.700	0.015
	3.800	0.015
	3.900	0.015
	4.000	0.015

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell



**Scuola Remmert Spettro di progetto elastico con fattore di struttura  $q=1,5$**

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.074 g
$F_o$	2.864
$T_o$	0.291 s
$S_s$	1.200
$C_o$	1.408
$S_T$	1.000
$q$	1.500

### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	0.667
$T_B$	0.137 s
$T_C$	0.410 s
$T_D$	1.897 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_o \cdot T_o \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_e(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_b(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.089
$T_B \leftarrow$	0.137	0.170
$T_C \leftarrow$	0.410	0.170
	0.481	0.145
	0.551	0.127
	0.622	0.112
	0.693	0.101
	0.764	0.091
	0.835	0.084
	0.906	0.077
	0.976	0.071
	1.047	0.067
	1.118	0.062
	1.189	0.059
	1.260	0.055
	1.331	0.052
	1.401	0.050
	1.472	0.047
	1.543	0.045
	1.614	0.043
	1.685	0.041
	1.756	0.040
	1.826	0.038
$T_D \leftarrow$	1.897	0.037
	1.997	0.033
	2.098	0.030
	2.198	0.027
	2.298	0.025
	2.398	0.023
	2.498	0.021
	2.598	0.020
	2.698	0.018
	2.798	0.017
	2.899	0.016
	2.999	0.015
	3.099	0.015
	3.199	0.015
	3.299	0.015
	3.399	0.015
	3.499	0.015
	3.599	0.015
	3.700	0.015
	3.800	0.015
	3.900	0.015
	4.000	0.015

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

## 6. IPOTESI DI CARICO E MODELLO STRUTTURALE

Le condizioni di carico considerate ai fini della verifica degli elementi strutturali portanti sono quelle previste dalla Normativa Italiana vigente e cioè:

- peso proprio;
- pesi permanenti;
- carichi variabili
- azione sismica.

I calcoli delle sollecitazioni sulle strutture intelaiate in c.a. sono stati svolti con l'ausilio di elaboratore elettronico utilizzando il codice di calcolo "SAP 2000" che permette di risolvere strutture spaziali conducendo analisi statiche lineari, non lineare o dinamiche lineari e non lineari. Nel seguito viene riportata una breve descrizione del codice di calcolo impiegato. Le verifiche degli elementi strutturali sono state eseguite con il post – processore CMP versione 29.

Per gli edifici in muratura portante si è utilizzato il codice di calcolo 3Muri per la verifica delle strutture mediante un'analisi di tipo Pushover.

### 6.1. ANALISI SISMICA

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulla costruzione viene eseguita con riferimento agli SLU (in accordo con il punto 8.3 del D.M. 14/01/2008) ed in particolare allo SLV. La verifica viene effettuata considerando la seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$E + G_1 + G_2 + P_K + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G<sub>1</sub> peso proprio della struttura;

G<sub>2</sub> carichi permanenti portati al valore caratteristico;

P<sub>K</sub> Valore caratteristico dell'azione di precompressione;

ψ<sub>2i</sub> coefficiente di combinazione delle azioni variabili (tabella 2.5.I NTC);

Q<sub>Ki</sub> valore caratteristico delle azioni variabili.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{Ki}$$



dove  $G_1$  e  $G_2$  sono i pesi propri ed i carichi permanenti portati al loro valore caratteristico,  $Q_k$  le azioni variabili. Il coefficiente  $\psi_{2i}$  si ricava dalla tabella 2.5.I delle NTC.

L'analisi sismica della struttura è stata condotta mediante "Analisi modale lineare completa con spettro di risposta". Si sono considerati gli spettri orizzontali agire sulla struttura; in particolare i diversi modi di vibrare sono stati combinati utilizzando la combinazione quadratica completa mentre le diverse componenti si sono sommate considerando, a rotazione il contributo del 30% delle azioni nelle altre direzioni. Per la verifica sono stati presi in considerazione tutti i modi che forniscono un contributo significativo alla risposta.

Per le strutture per le quali la massa totale può essere ottenuta come somma delle "masse efficaci modali", la prescrizione precedente si intende soddisfatta se le masse dei nodi considerate costituiscono almeno l' 85% della massa totale.

## **6.2. CODICE 'SAP2000'**

### **6.2.1. Origine e caratteristiche del codice di calcolo**

Come già ricordato il codice di calcolo impiegato è il "SAP 2000 static and dynamic finite element analysis of structure" versione advanced release n. 19 sviluppato dalla Computer and Structure Inc con sede in University Avenue 1995, Berkeley, California, USA e distribuito dalla CSI Italia srl con sede in Galleria San Marco n. 4 a Pordenone. Il software è concesso in uso allo studio ESSEBI Ingegneria.

### **6.2.2. Affidabilità del codice di calcolo utilizzato**

I primi software della serie SAP per l'analisi di strutture con il metodo agli elementi finiti hanno fatto la loro comparsa sul finire degli anni cinquanta sviluppato da un gruppo dell'università di Berkeley specializzato nelle strutture di tipo civile e capeggiato dai professori Wilson e Bathe.

Il primo programma di analisi agli elementi finiti per uso civile utilizzabile su PC è stato SAP80, di ormai mitica memoria. Si trattava di un programma completamente riscritto dal prof. Edward Wilson in modo da far rientrare nelle limitatissime risorse dei PC di allora quello che precedentemente era un software pensato per computer "main frame". Di concerto con il sempre crescente sviluppo dell'hardware, SAP 80 si è a sua volta evoluto nelle versioni SAP90 ed oggi SAP2000.

Essendosi create le condizioni per l'utilizzo commerciale di questi programmi, è nata a questo scopo nei primi anni ottanta la CSI, una azienda privata di Berkeley, facente capo ai professori Wilson e Habibullah.

Il software viene fornito con tutta la documentazione richiesta dal capito 10 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche sulle costruzioni"; in particolare viene fornito il manuale "SAP200 Analysis reference" contenente la descrizioni della teoria su cui si basano le diverse tipologie di analisi eseguibili (statica lineare e non lineare, dinamica lineare e non lineare, integrazione al passo, costruzioni per fasi successive, ecc..) e le formulazioni dei diversi elementi finiti implementati nel codice di calcolo (frame, cable, plate, membrane, shell, ishoparametric e solid). Con il software vengo anche forniti dei casi prova risolti con il codice di calcolo e con i metodi classici della scienza delle costruzioni confrontando l'errore tra le due diverse soluzioni. (questo documento viene allegato alla presente relazione).

### **6.2.3. Descrizione del codice di calcolo utilizzato**

SAP2000 è un codice che permette di risolvere strutture spaziali con il metodo delle deformazioni.

In questa analisi si suppone che la struttura sia composta da elementi semplici compresi tra nodi. Ogni elemento può essere soggetto a spostamenti longitudinali, trasversali e rotazionali. A tali spostamenti corrispondono forze e momenti necessari per mantenere la struttura in tale condizione.

Tale metodo può essere applicato a strutture composte da ogni tipo di elemento e non è limitativo quanto a forma o particolari materiali. Non è necessario che le caratteristiche degli elementi restino costanti tra i nodi.

## **6.3. CODICE 'CMP'**

### **6.3.1. Origine e caratteristiche del codice di calcolo**

Il programma CMP è un'applicazione sviluppata da NAMIRIAL in grado di adattarsi alla risoluzione delle strutture più semplici tipo trave continua, fino a strutture 3-D estremamente complesse.

Le caratteristiche salienti di CMP riguardano la possibilità di realizzare un modello strutturale che permette la gestione avanzata delle sezioni, con possibilità di eseguire le verifiche di duttilità secondo il metodo della gerarchia delle resistenze e la creazione automatica di un disegno esecutivo e di cantiere in formato dxf.

Il software CMP è stato sviluppato agli inizi degli anni 80 come pre-post



processore per i codici di calcolo agli elementi finiti della serie SAP. Da allora il programma si è gradualmente e fortemente ampliato per rispondere alle esigenze quotidiane dei progettisti di CAIRE Progettazione che di CMP sono i primi e principali utilizzatori, e tale orientamento, esteso a tutti gli utenti, ne guida oggi lo sviluppo.

CMP è caratterizzato da una grande flessibilità di utilizzo e di sviluppo consentendo da un lato di gestire problemi assolutamente generali e dall'altro di fornire efficaci risposte a esigenze specialistiche di particolari settori di attività, sia in campo civile che meccanico, quale ad esempio il campo della prefabbricazione. CMP consente la realizzazione completa, l'analisi statica e dinamica e la verifica di modelli numerici agli elementi finiti per lo studio di strutture generiche piane o spaziali comunque disposte caricate o vincolate.

Il software, versione 29.00 è concesso in uso allo studio ESSEBI Ingegneria con licenza per post-processore SAP2000 funzionante con chiavetta hardware n. 83917709.

#### **6.4. CODICE '3MURI**

##### **6.4.1. Origine e caratteristiche del codice di calcolo**

Il codice di calcolo impiegato è il "3 muri" versione advanced 3.2 sviluppato dalla S.T.A. DATA srl con sede in C.so Raffaello, 12 Torino e distribuito dalla S.T.A. DATA stessa. Il software è concesso in uso allo studio ESSEBI Ingegneria con licenza tipo professional funzionante con chiave hardware n. 13379.

##### **6.4.2. Affidabilità del codice di calcolo utilizzato**

Il software viene fornito con tutta la documentazione richiesta dal capito 10 del D.M. 14/01/2008 "Norme tecniche sulle costruzioni"; in particolare viene fornito il manuale d'uso contenente la descrizioni della teoria su cui si basano le diverse tipologie di analisi eseguibili (statica lineare e non lineare, dinamica lineare e non lineare) e le formulazioni dei diversi elementi finiti implementati nel codice di calcolo (macroelemento muratura). La teoria su cui si basa la modellazione agli elementi finiti proposta nel software utilizzato è stata sviluppata presso il dipartimento DISEG (dipartimento di ingegneria strutturale e Geotecnica) dell'Università di Genova dal gruppo di ricerca diretto dal prof. Lagomarsino e descritto nel testo "Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura – Teoria ed esempi di applicazione secondo OPCM 3274/2003 e 3431/2005" di Serena Cattari – Emanuela Curti – Alessandro Galasco – Sonia Resemini Edizioni SE - Napoli.

### **6.4.3. Descrizione del codice di calcolo utilizzato**

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello, sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.



## **6.5. MODELLO STRUTTURALE SCUOLA PAGLIERO**

Il modello strutturale adottato per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e spostamento in condizioni statiche e dinamiche per i differenti corpi di fabbrica aventi struttura a telaio in c.a. viene di seguito riportato e presenta le seguenti particolarità:

- fondazioni costituite da plinti isolati schematizzati con vincolo d'incastro;
- pilastri in c.a. schematizzati con elementi frame;
- solaio in latero cemento: schematizzato con elementi frame per le travi in c.a. e con constrain di tipo diaphragm per considerare il vincolo di solaio rigido.
- copertura schematizzata con elementi frame per le travi in c.a. e con constrain di tipo diaphragm per considerare il vincolo di solaio rigido.
- Muri controterra in c.a. (ove presenti sul perimetro del fabbricato) schematizzati con elementi shell;

Negli allegati sono riportati i dati di input ed output del programma CMP, in cui sono specificate tutte le dimensioni degli elementi, i nodi, la numerazione degli elementi frame, ecc..

Per facilitare la lettura dei dati si riporta lo schema grafico dei differenti edifici.



### 6.5.1. MODELLO CORPO A

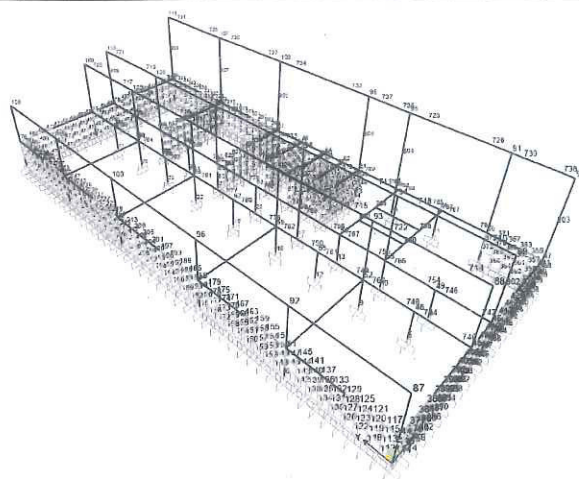


Figura 2 - Numerazione nodi

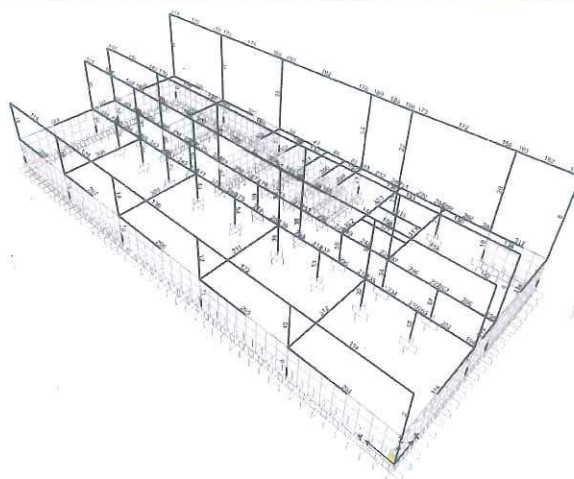


Figura 3 - Numerazione aste

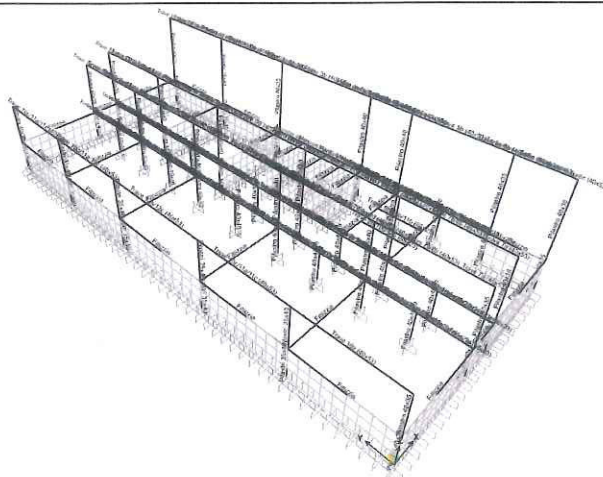


Figura 4 - Tipologia sezione aste

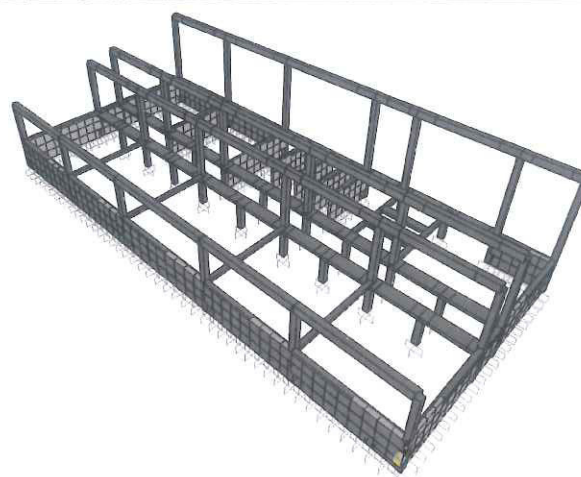


Figura 5 - Vista assonometrica estrusa

## 6.5.2. MODELLO CORPO B

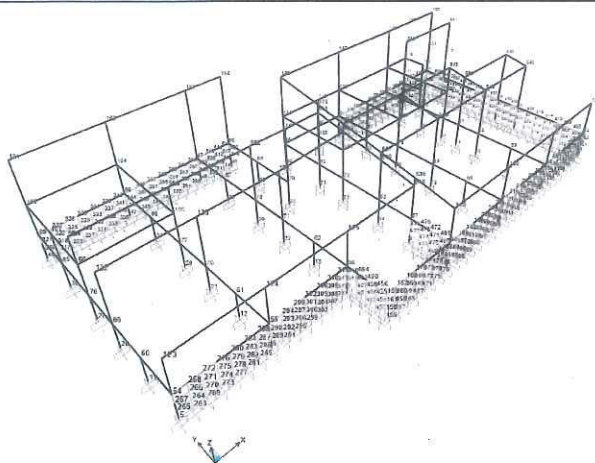


Figura 6 - Numerazione nodi

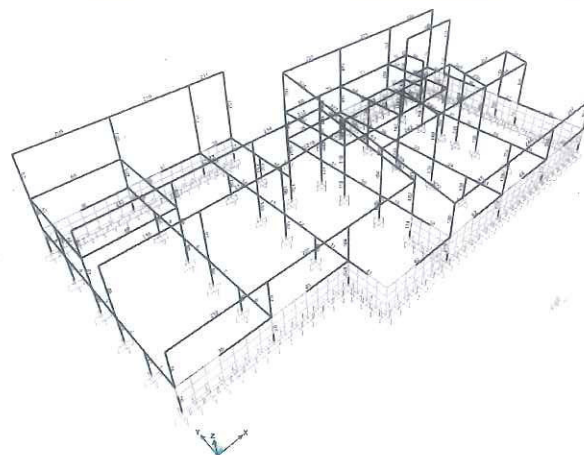


Figura 7 - Numerazione aste

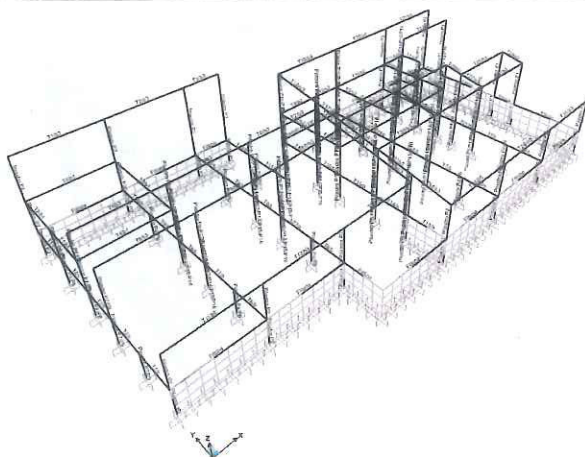


Figura 8 - Tipologia sezione aste

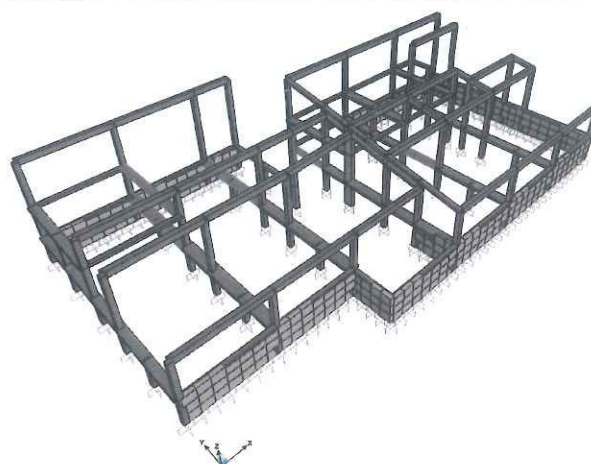


Figura 9 - Vista assonometrica estrusa

### 6.5.3. MODELLO CORPO Q

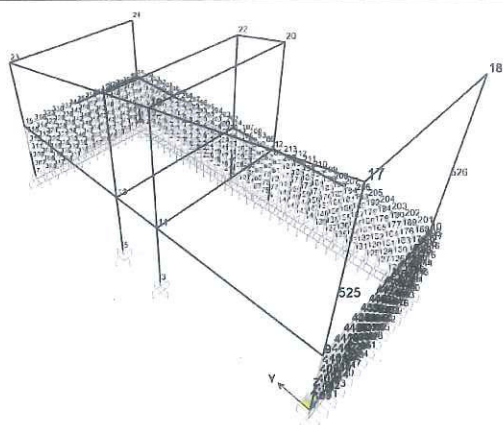


Figura 10 - Numerazione nodi

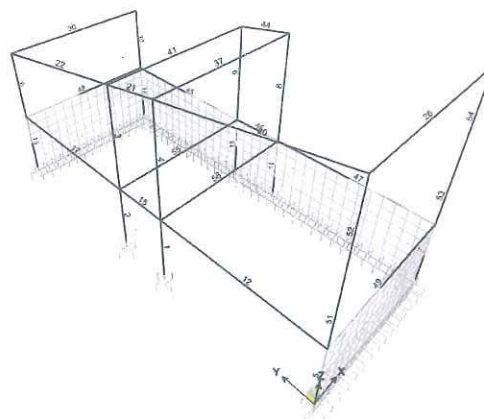


Figura 11 - Numerazione aste

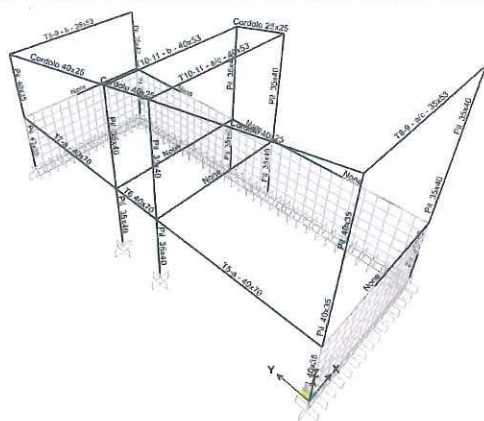


Figura 12 - Tipologia sezione aste

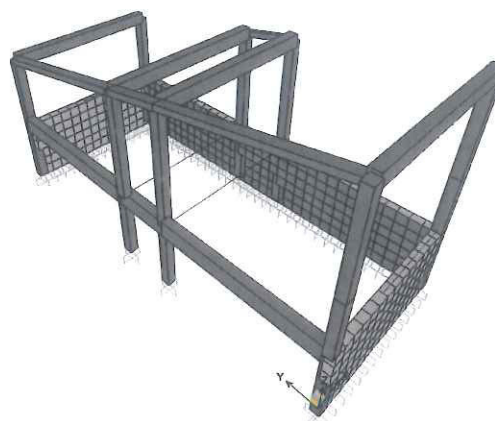


Figura 13 - Vista assonometrica estrusa



### 6.5.4. MODELLO CORPO R

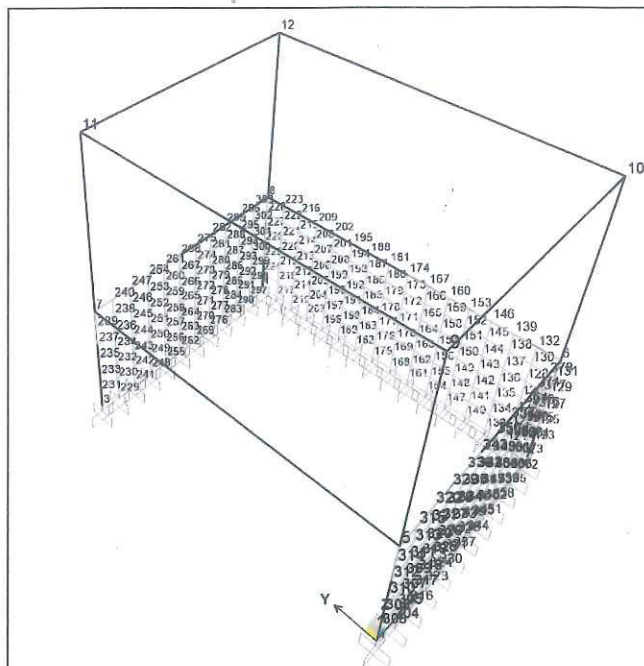


Figura 14 - Numerazione nodi

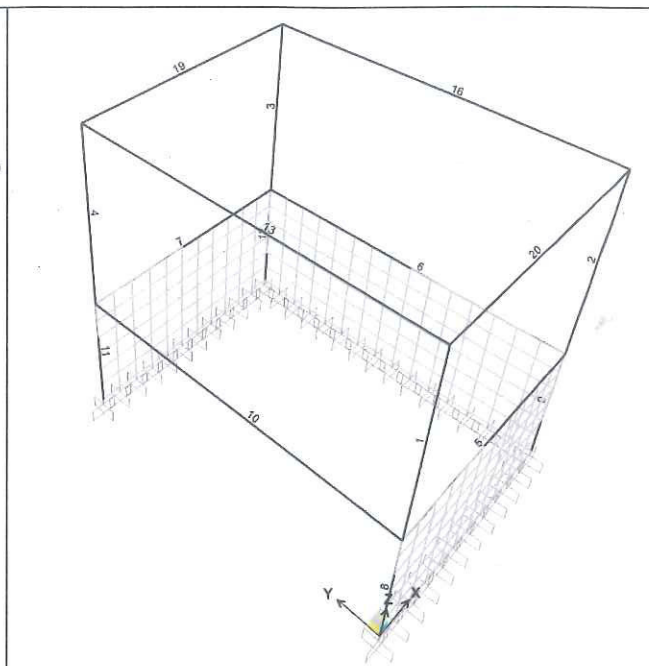


Figura 15 - Numerazione aste

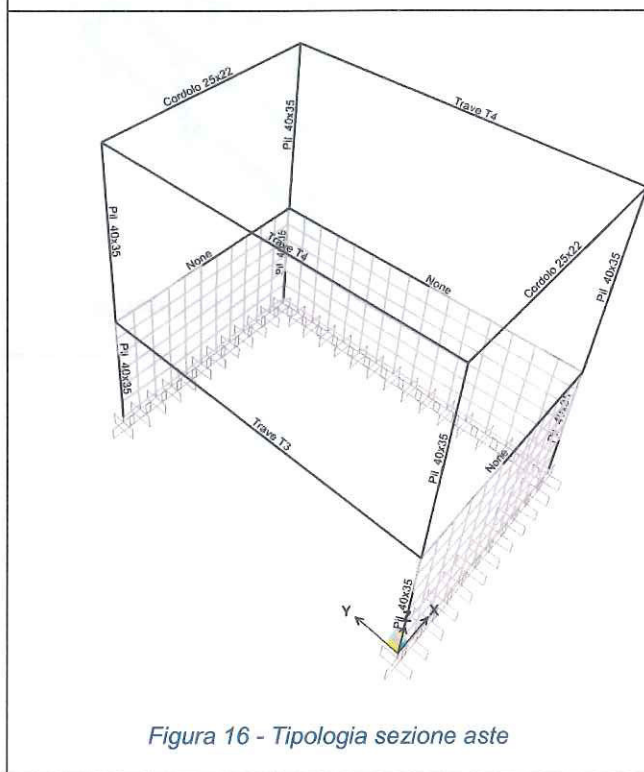


Figura 16 - Tipologia sezione aste

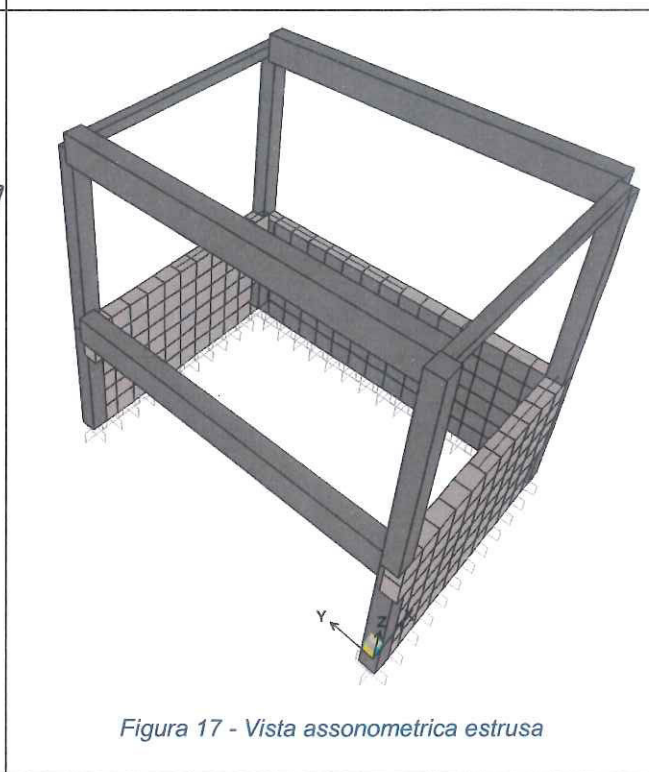


Figura 17 - Vista assonometrica estrusa

### 6.5.5. MODELLO AMPLIAMENTO 4 AULE

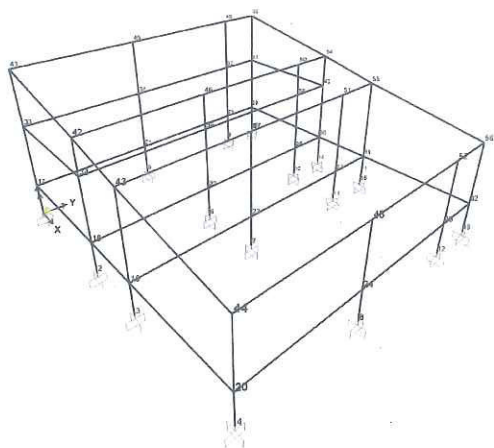


Figura 18 - Numerazione nodi

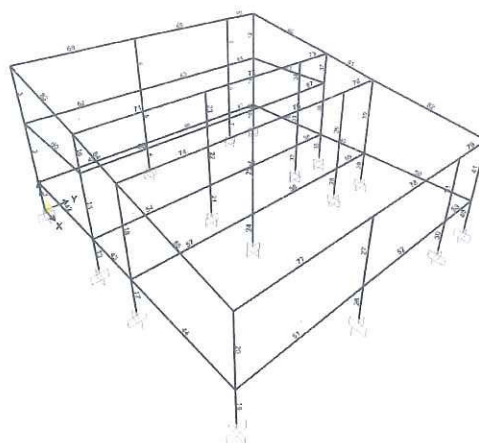


Figura 19 - Numerazione aste

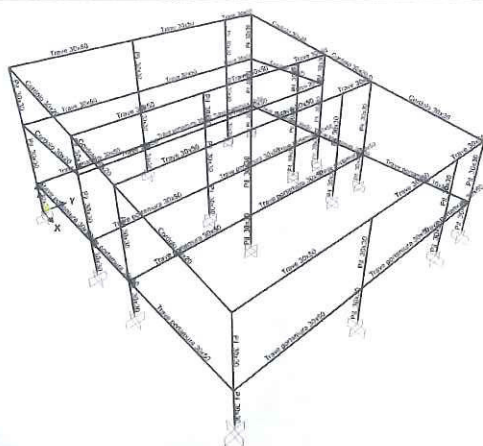
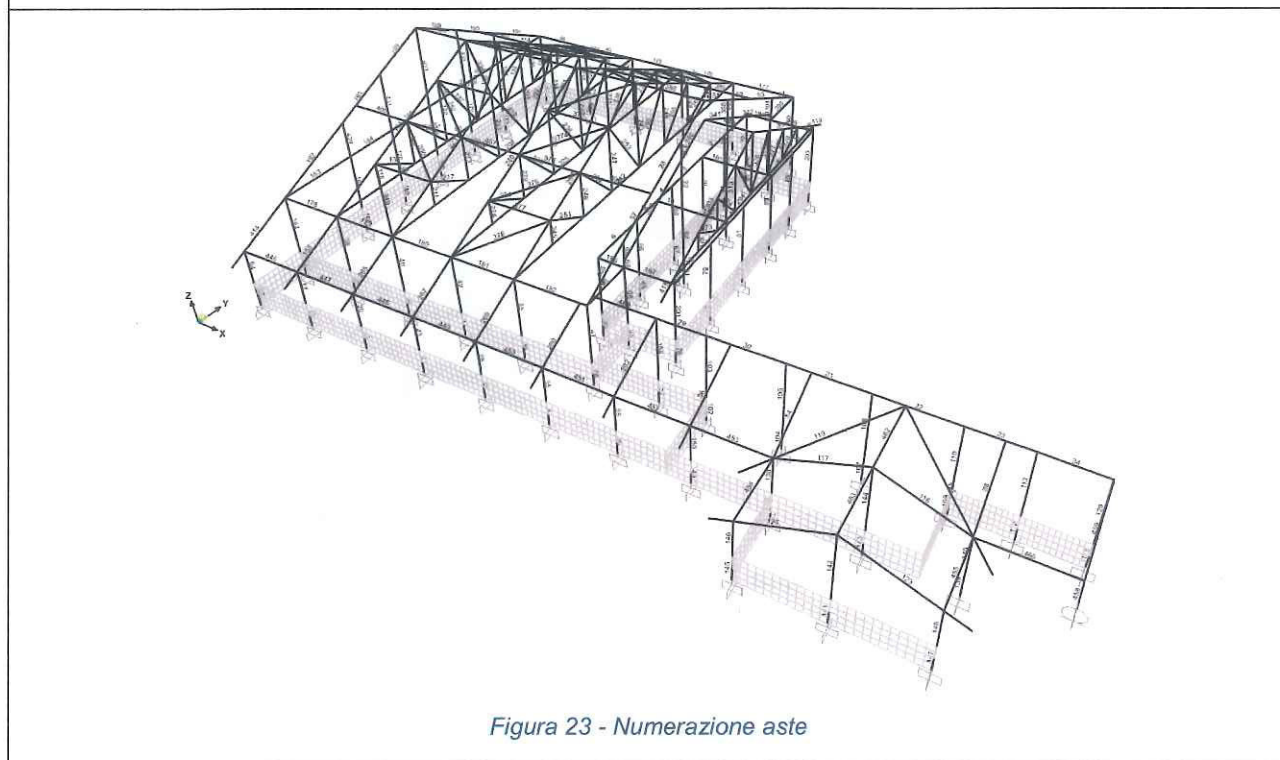
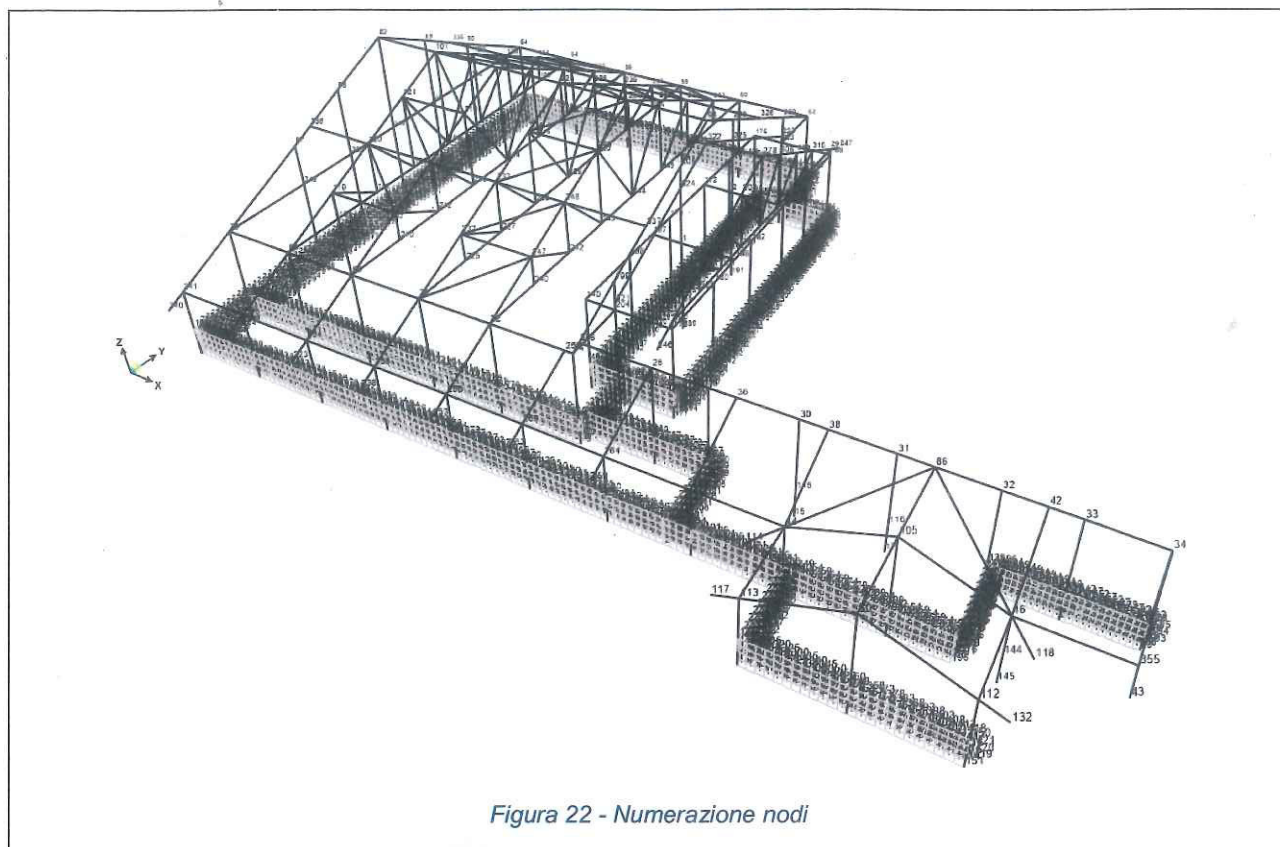


Figura 20 - Tipologia sezione aste



Figura 21 - Vista assonometrica estrusa

### 6.5.6. MODELLO AMPLIAMENTO REFETTORIO





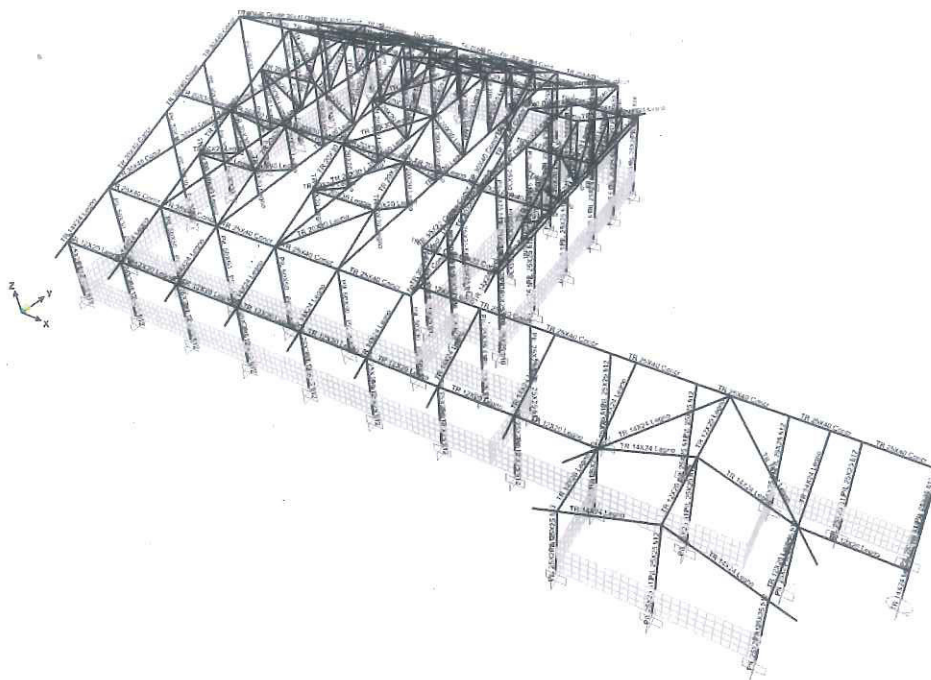


Figura 24 - Tipologia sezione aste

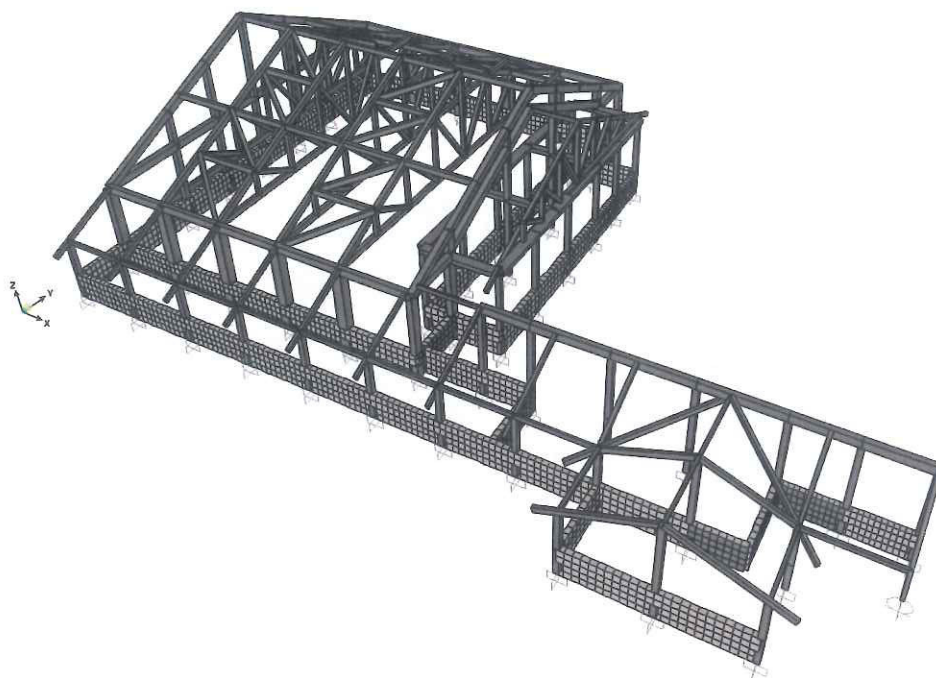


Figura 25 - Vista assonometrica estrusa

## 6.6. MODELLO STRUTTURALE SCUOLA REMMERT

### 6.6.1. MODELLO NUCLEO ORIGINARIO ED AMPLIAMENTI

Il modello strutturale del corpo originario in muratura della scuola Remmert e dei relativi ampliamenti è stato realizzando con codice di calcolo 3Muri.

Il programma utilizzato prevede la modellazione della struttura mediante inserimento di elementi fondazione, pareti, travi, ti solaio e copertura. A seguito della modellazione geometrica della struttura il codice di calcolo determina un telaio equivalente sulla base del quale analizzare il comportamento della struttura in caso di sisma.

I carichi permanenti e variabili sono stati applicati come carichi uniformemente distribuiti sui singoli solai.

Il vincolo tra i setti murari tra loro ortogonali è stato definito come incastro in quanto le indagini in sito hanno confermato il buon ammorsamento d'angolo.

A piano terra e a piano primo in corrispondenza del giunto tra il nucleo originario e i corpi di ampliamento i setti murari sono stati modellati scollegati tra loro; al fine però di definire un modello di calcolo a telaio equivalente si è schematizzato, ad ogni piano un, collegamento mediante elemento truss tra i due corpi di fabbrica a livello dei solai.

Per facilitare la lettura dei dati si riporta lo schema grafico dei differenti edifici.

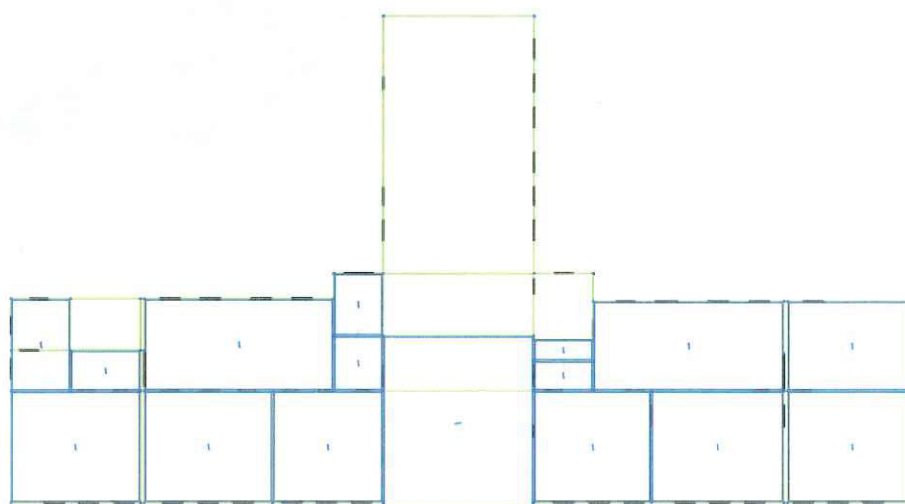


Figura 26 - Vista in pianta delle geometria delle pareti piano terra

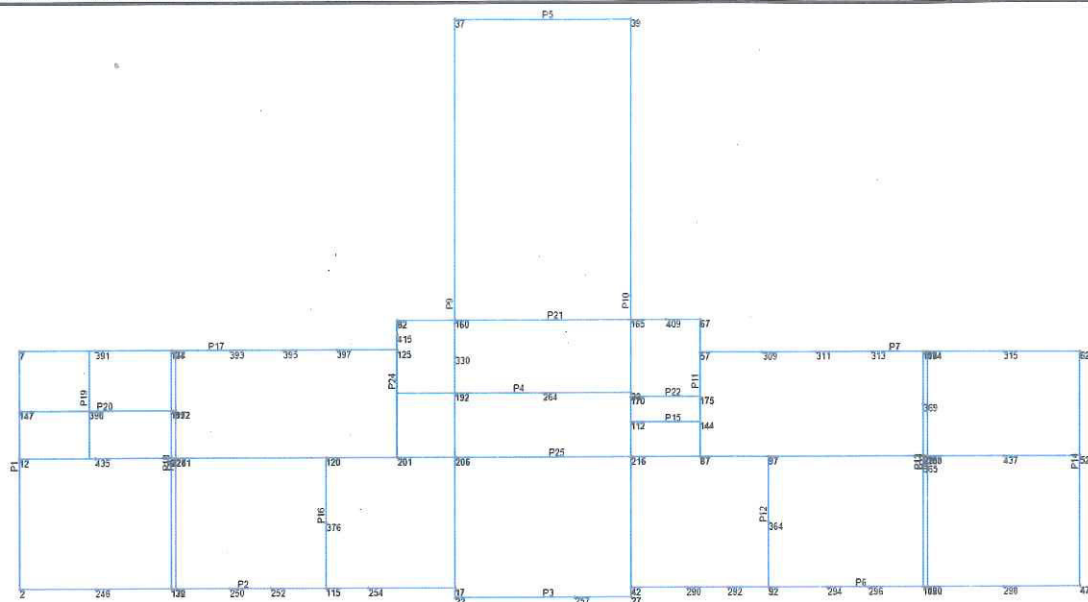


Figura 27 - Vista in pianta delle pareti piano terra

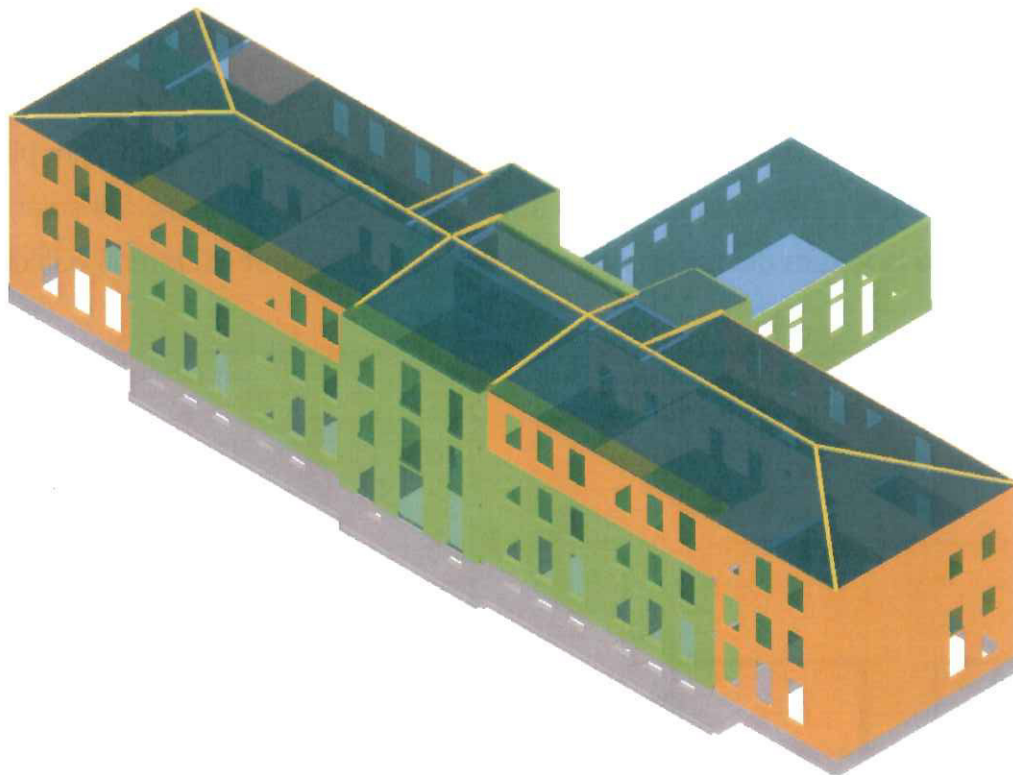


Figura 28 - Vista tridimensionale modello di calcolo



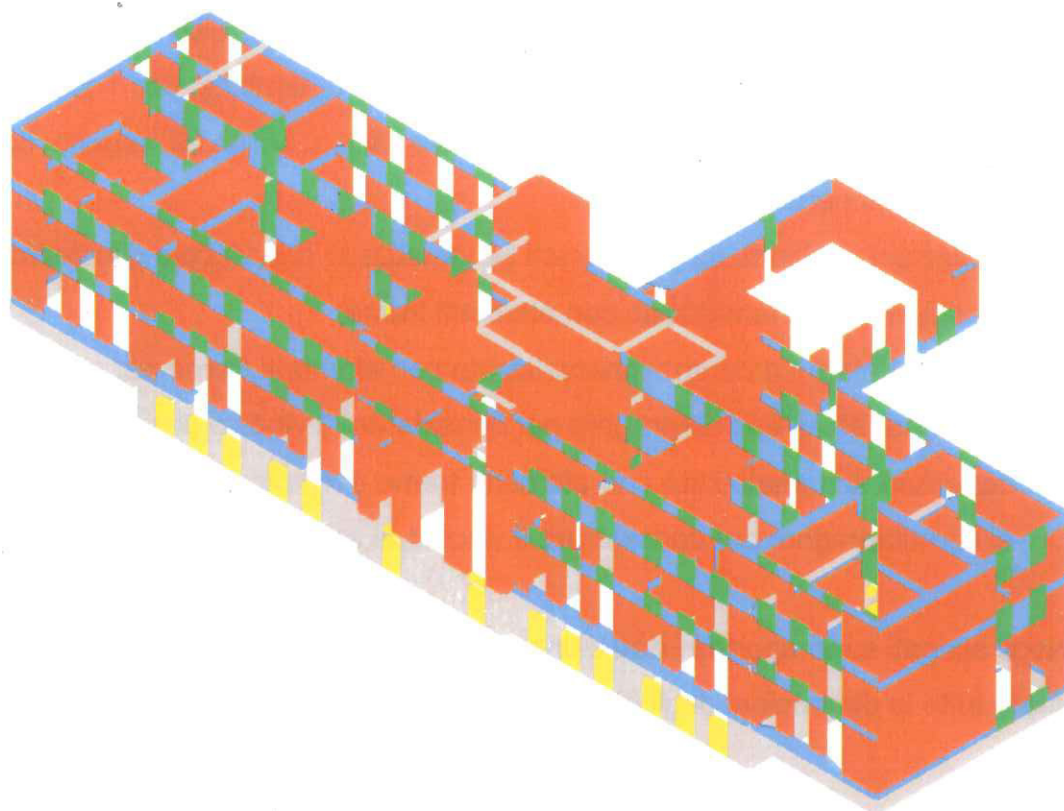


Figura 30 - Macroelementi e telaio equivalente della parete P2

### **6.6.2. MODELLO CORPO SPOGLIATOI**

Il modello strutturale adottato per la determinazione delle caratteristiche di sollecitazione e spostamento in condizioni statiche e dinamiche per i locali adibiti a spogliatoio della palestra avente struttura a telaio in c.a. viene di seguito riportato e presenta le seguenti particolarità:

- fondazioni costituite da plinti isolati schematizzati con vincolo d'incastro;
- pilastri in c.a. schematizzati con elementi frame;
- solaio in latero cemento: schematizzato con elementi frame per le travi in c.a. e con constrain di tipo diaphragm per considerare il vincolo di solaio rigido.
- copertura schematizzata con elementi frame per le travi in c.a. e con constrain di tipo diaphragm per considerare il vincolo di solaio rigido.

Negli allegati sono riportati i dati di input ed output del programma CMP, in cui sono specificate tutte le dimensioni degli elementi, i nodi, la numerazione degli elementi frame, ecc..

Per facilitare la lettura dei dati si riporta lo schema grafico dei differenti edifici.

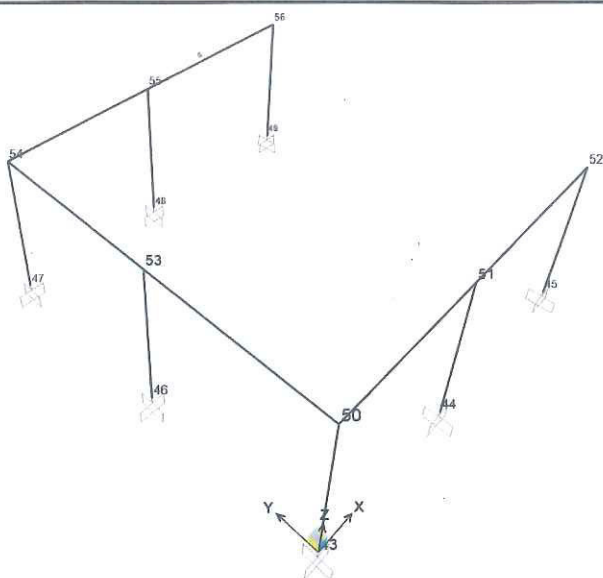


Figura 31 - Numerazione nodi

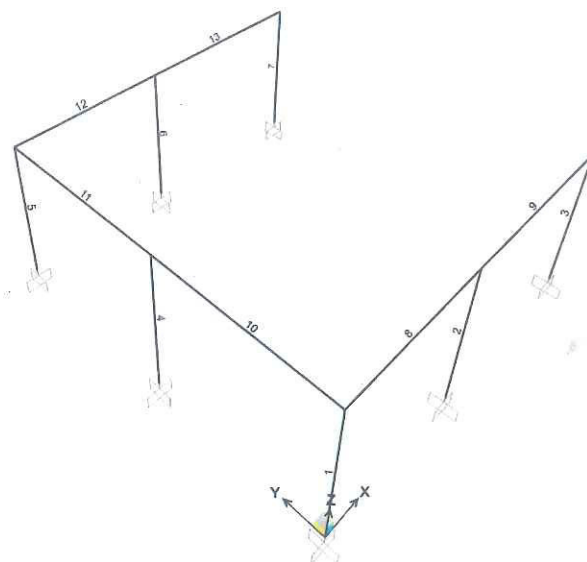


Figura 32 - Numerazione aste

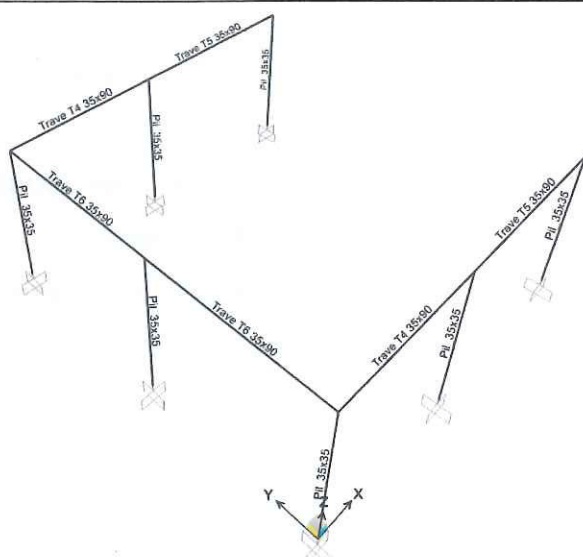


Figura 33 - Tipologia sezione aste



Figura 34 - Vista assonometrica estrusa



## **7. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA**

### **7.1. STRUTTURE IN C.A.: VERIFICA DI RESISTENZA CON FATTORE DI STRUTTURA Q**

L'analisi delle strutture in c.a. è stata condotta utilizzando un modello agli Elementi Finiti e svolgendo un'analisi dinamica con spettro di progetto utilizzando un fattore di struttura  $q=1,5$  in base a quanto previsto dal paragrafo C.8.7.2.4 della circolare applicativa delle NTC2008.

Tale paragrafo prevede che per tutti gli elementi duttili e tutti gli elementi fragili la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Per gli elementi fragili il fattore di struttura deve essere assunto in un campo fra 1,5 e 3,0 mentre per gli elementi fragili è previsto un fattore di struttura massimo pari a 1,5.

La verifica degli elementi principali è stata condotta mediante l'utilizzo di codice di calcolo CMP utilizzato come post processore di sap2000.

Mediante tale software si sono caricate tutte le armature previste nei progetti originali delle strutture e si è provveduto alla verifica di resistenza degli elementi.

Per la verifica dei nodi non confinati si è utilizzato un foglio di calcolo elettronico utilizzando le formule di verifica relative ai Nodi trave-pilastro previste dal paragrafo C8.7.2.5 della Circolare alle Norme Tecniche del 2008.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono state desunte dalle prove di laboratorio svolte sui campioni (carote e barre di armatura) prelevati in sito. Per le verifiche di resistenza i valori di resistenza medi determinati come media dei risultati delle prove di laboratorio sono stati ridotti con il fattore di confidenza  $FC=1,2$  e con il coefficiente di sicurezza parziale dei materiali pari a 1.5 per il calcestruzzo e 1.15 per l'acciaio d'armatura.

## **7.2. STRUTTURE IN MURATURA: VERIFICA MEDIANTE ANALISI PUSH-OVER**

La verifica della struttura in muratura è stata svolta utilizzando il codice di calcolo "3Muri" Prodotto dalla STA Data che permette di risolvere strutture spaziali conducendo un'analisi statica non lineare incrementale (analisi push – over).

Le verifiche sismiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento - taglio massimo alla base. Secondo le prescrizioni da normativa (D.M. 14/01/2008 § 7.3.4.1) le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- Gruppo 1: distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche di cui al punto 7.3.3.2;
- Gruppo 2: distribuzione uniforme di forze proporzionale alle masse derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo coincidente, nel caso in esame, con il baricentro dell'ultimo piano.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

- Distribuzione di forze: individua quale delle due tipologie di distribuzione



(proporzionale alle masse od al primo modo) prendere in esame;

- Direzione e verso: individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) del carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Masse	0.0	4	20
2	+X	1° modo	0.0	4	20
3	-X	Masse	0.0	4	20
4	-X	1° modo	0.0	4	20
5	+Y	Masse	0.0	4	20
6	+Y	1° modo	0.0	4	20
7	-Y	Masse	0.0	4	20
8	-Y	1° modo	0.0	4	20
9	+X	Masse	197.5	4	20
10	+X	Masse	-197.5	4	20
11	+X	1° modo	197.5	4	20
12	+X	1° modo	-197.5	4	20
13	-X	Masse	197.5	4	20
14	-X	Masse	-197.5	4	20
15	-X	1° modo	197.5	4	20
16	-X	1° modo	-197.5	4	20
17	+Y	Masse	362.5	4	20
18	+Y	Masse	-362.5	4	20
19	+Y	1° modo	362.5	4	20
20	+Y	1° modo	-362.5	4	20
21	-Y	Masse	362.5	4	20
22	-Y	Masse	-362.5	4	20
23	-Y	1° modo	362.5	4	20
24	-Y	1° modo	-362.5	4	20

Trattandosi di edifici esistenti, come ricordato in precedenza, si eseguono le sole verifiche allo stato limite ultimo (SLV) per le quali deve risultare:

$$D_{max} \leq D_u$$

$D_{max}$ : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

$D_u$ : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo.

$$q^* < 3$$

$q^*$ : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Vengono inoltre definiti gli indicatori di rischio  $\alpha_u$  considerato un indicatore del



rischio di collasso.

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$P_{GADS}$  :accelerazione stimata di danno severo

$$\alpha_u = P_{GAVS} / P_{GA}$$

## **8. VERIFICA DELLE STRUTTURE IN PROGETTO**

Si riportano a seguire per ciascuna struttura i risultati delle verifiche condotte.

## 8.1. VERIFICA SCUOLA PAGLIERO

### 8.1.1. CORPO A

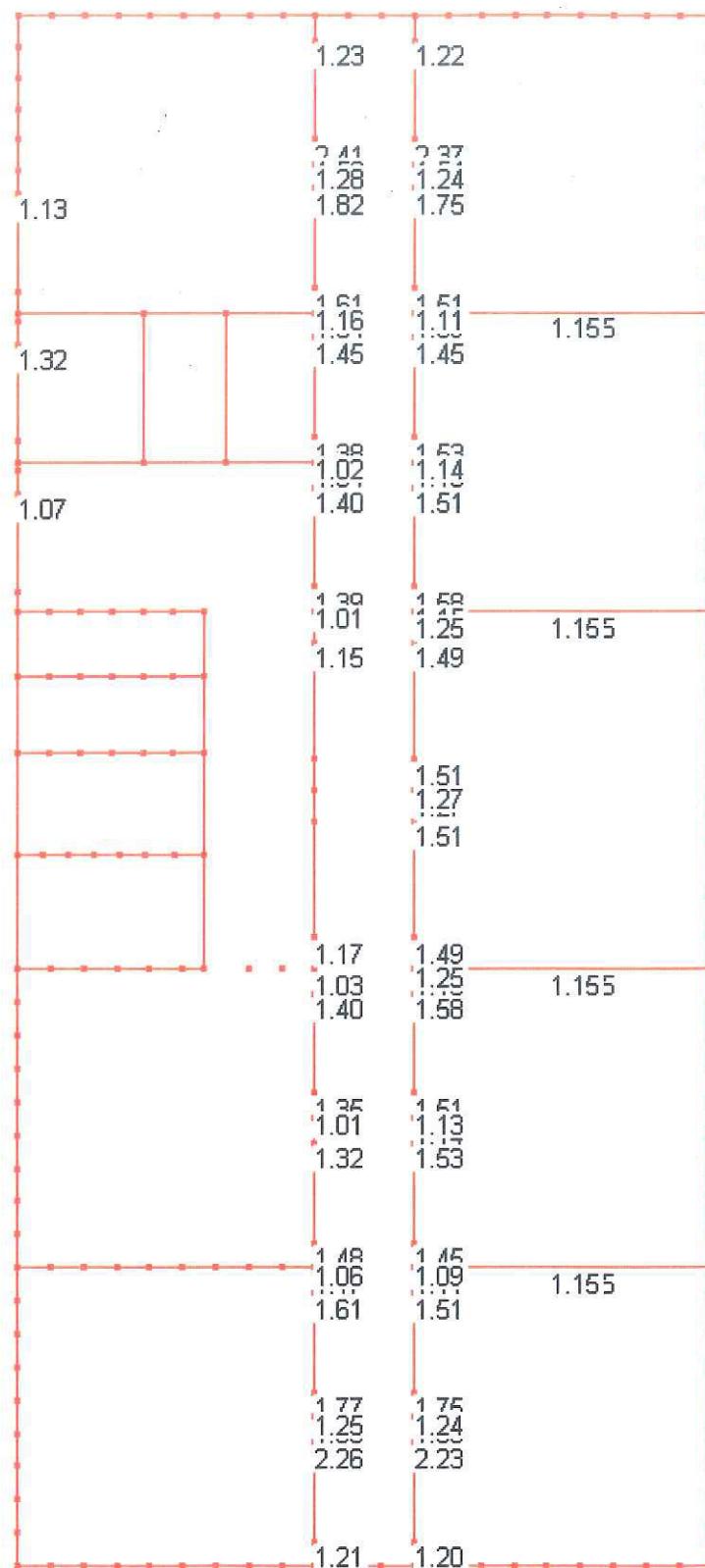


Figura 35 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni NM



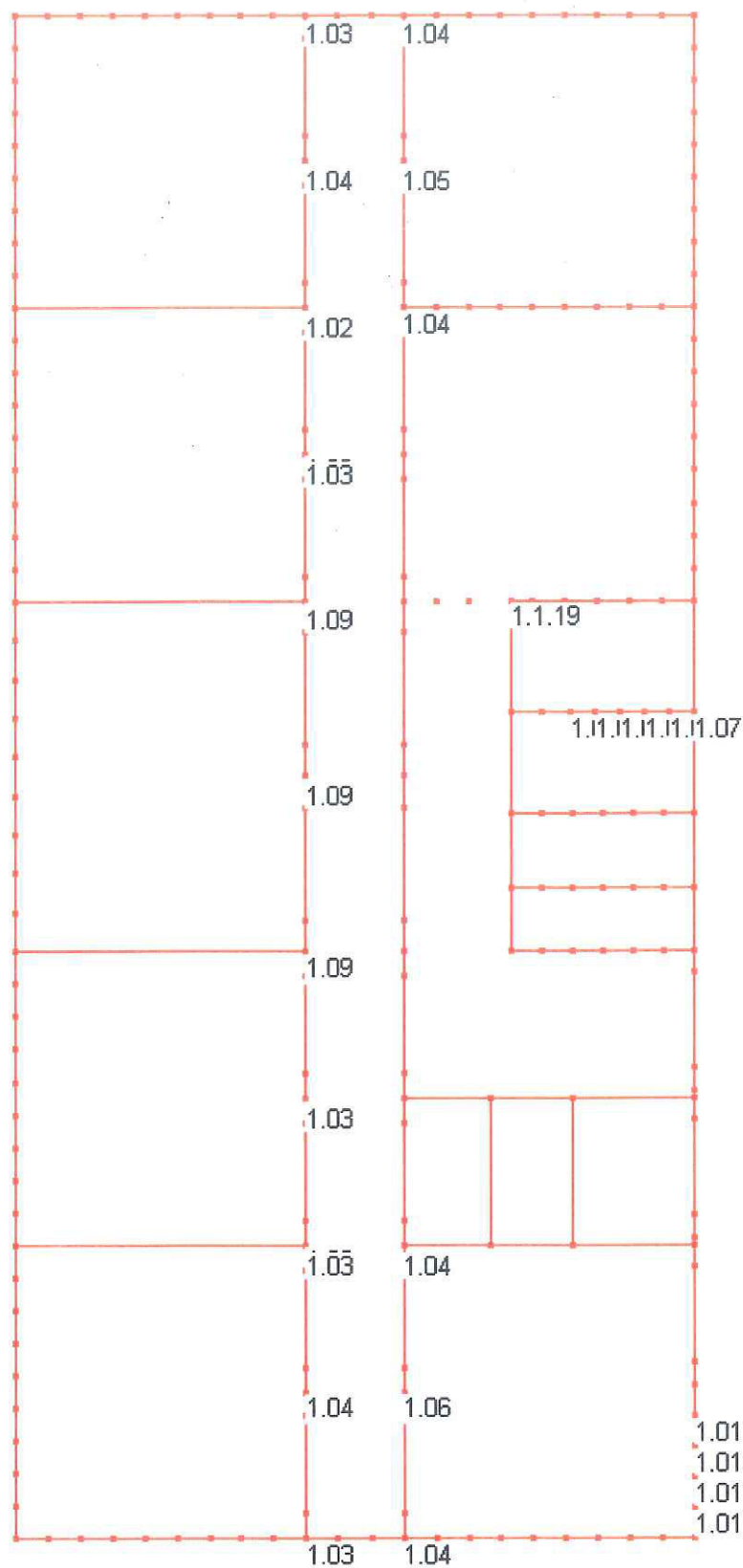


Figura 36 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni T12 e T13

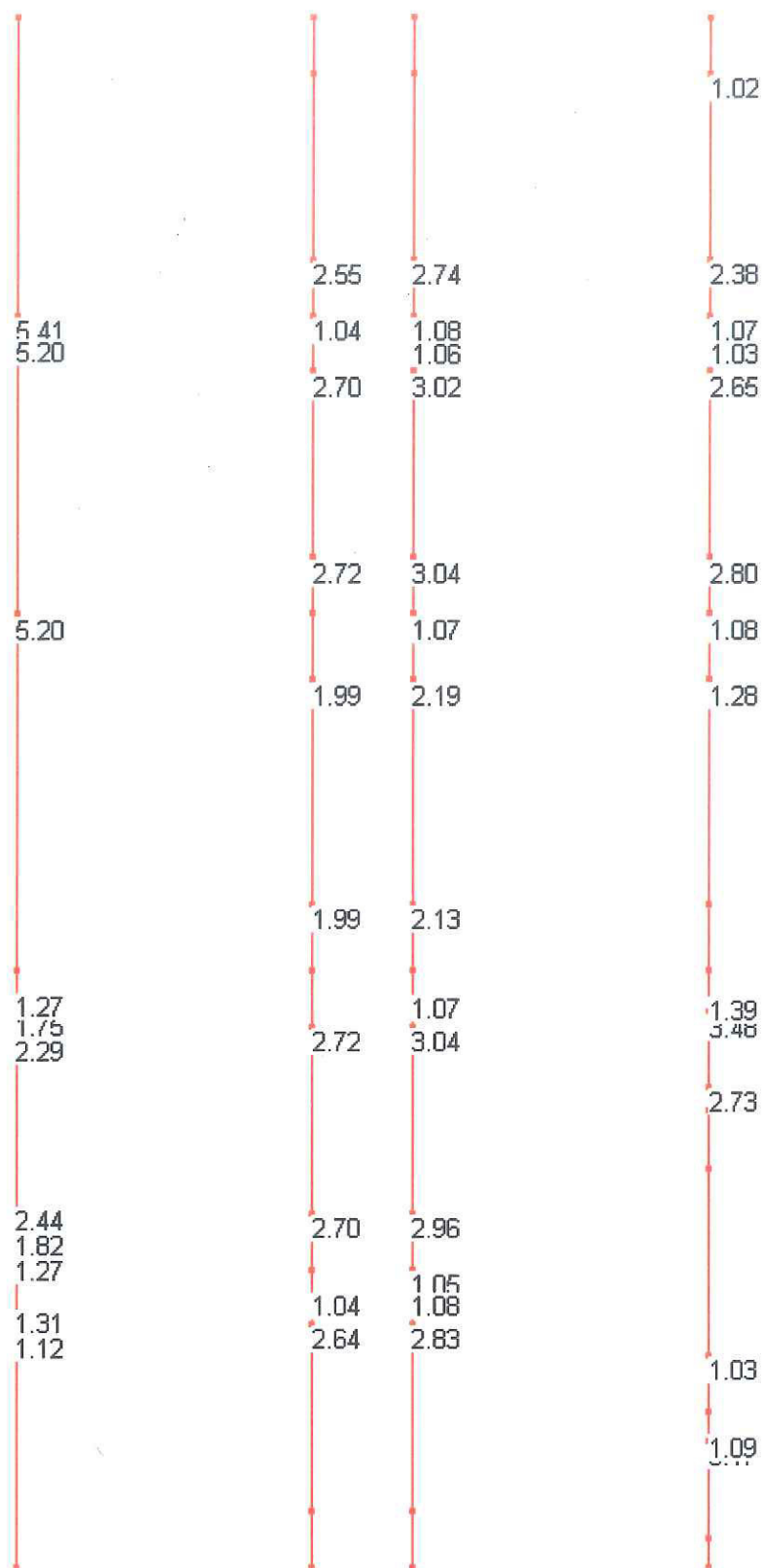


Figura 37 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

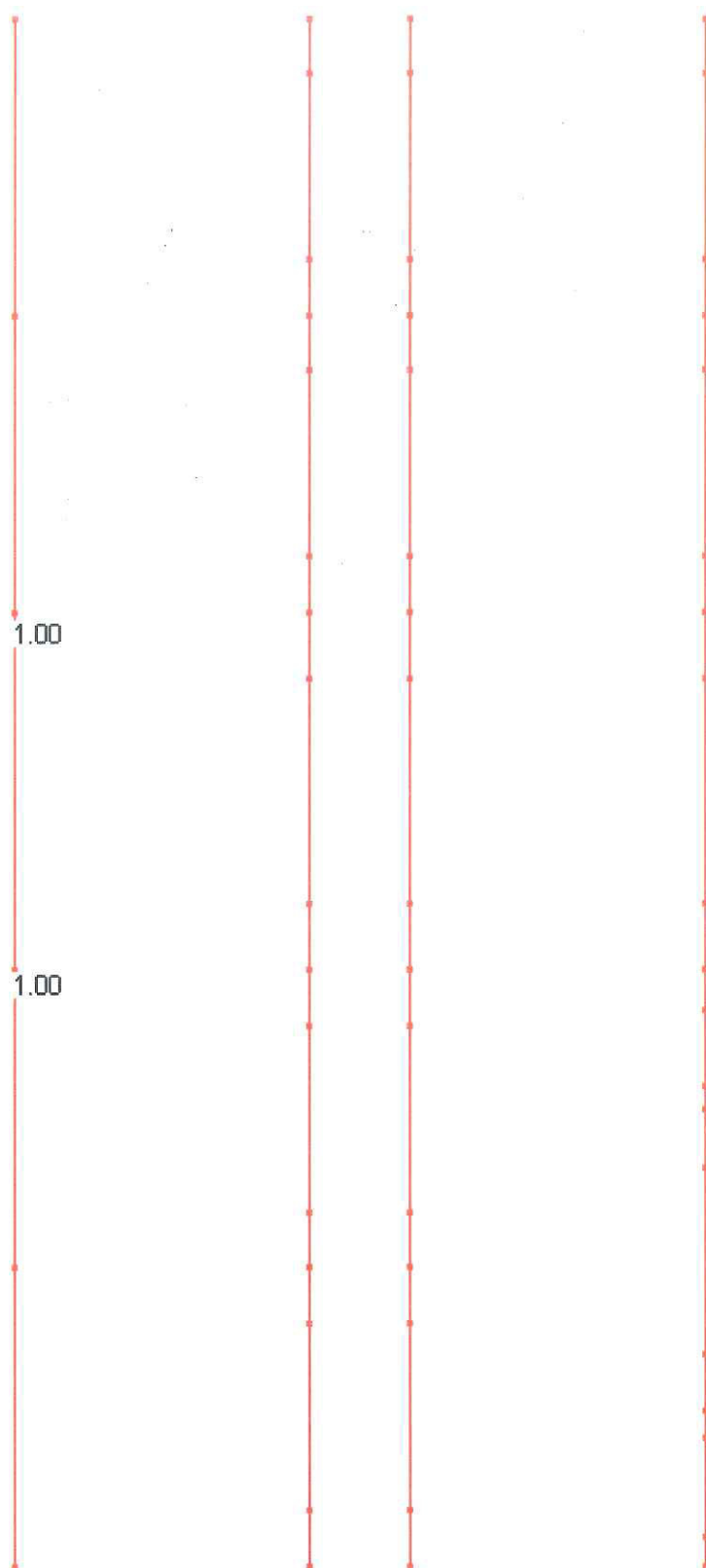


Figura 38 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni T12 e T13



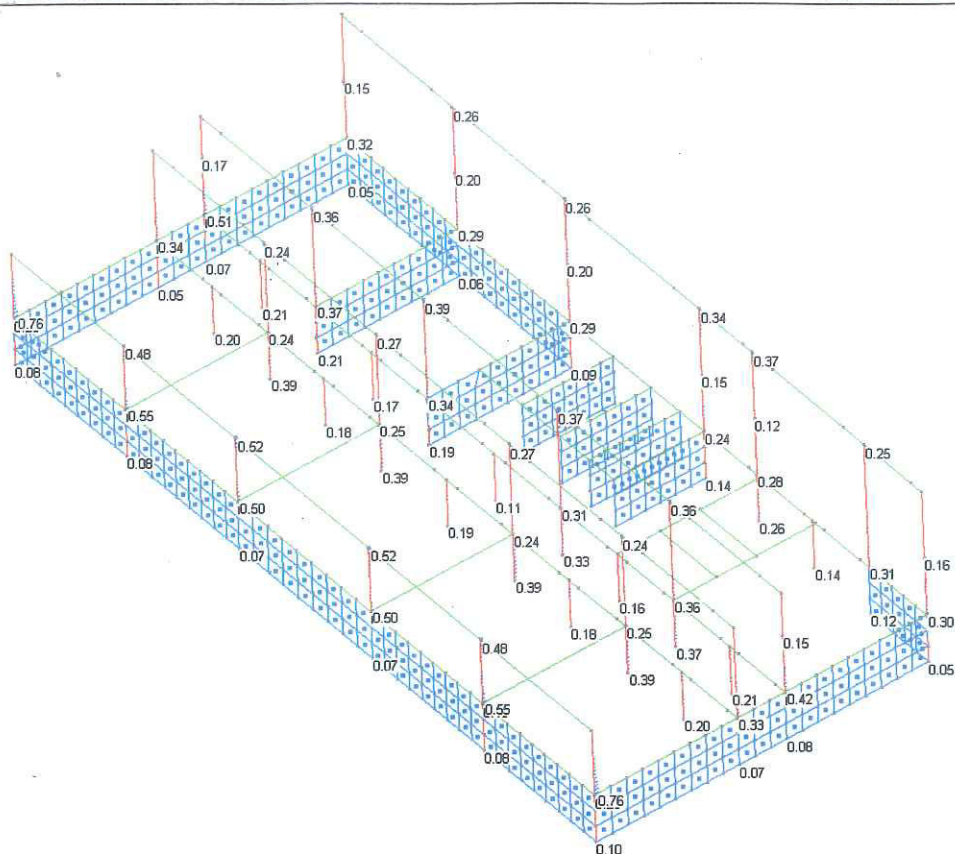


Figura 39 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni NM

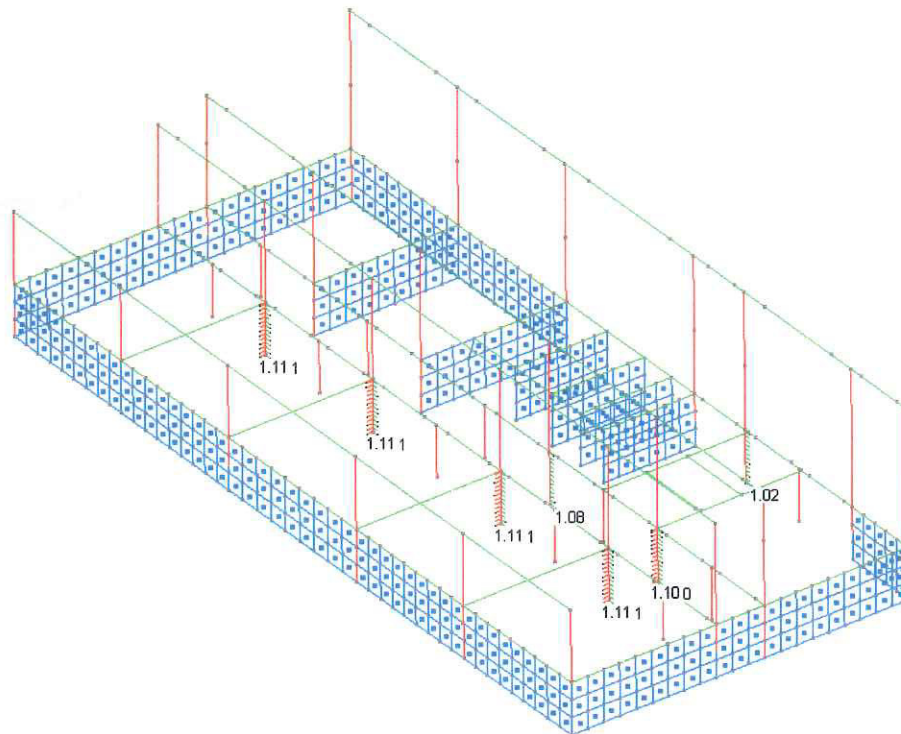


Figura 40 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni T12 e T13

Le strutture principali (travi e pilastri) del corpo A risultano non verificate per le azioni agenti in condizioni sismiche considerando un sisma di progetto come previsto dalla normativa vigente.

Come evidenziato dall'immagine seguente le travi del piano terra e della copertura risultano non verificate già considerando i soli carichi gravitazionali applicati con combinazione sismica (carichi permanenti con coefficiente pari ad 1 e carichi variabili con coefficiente pari a 0,6).

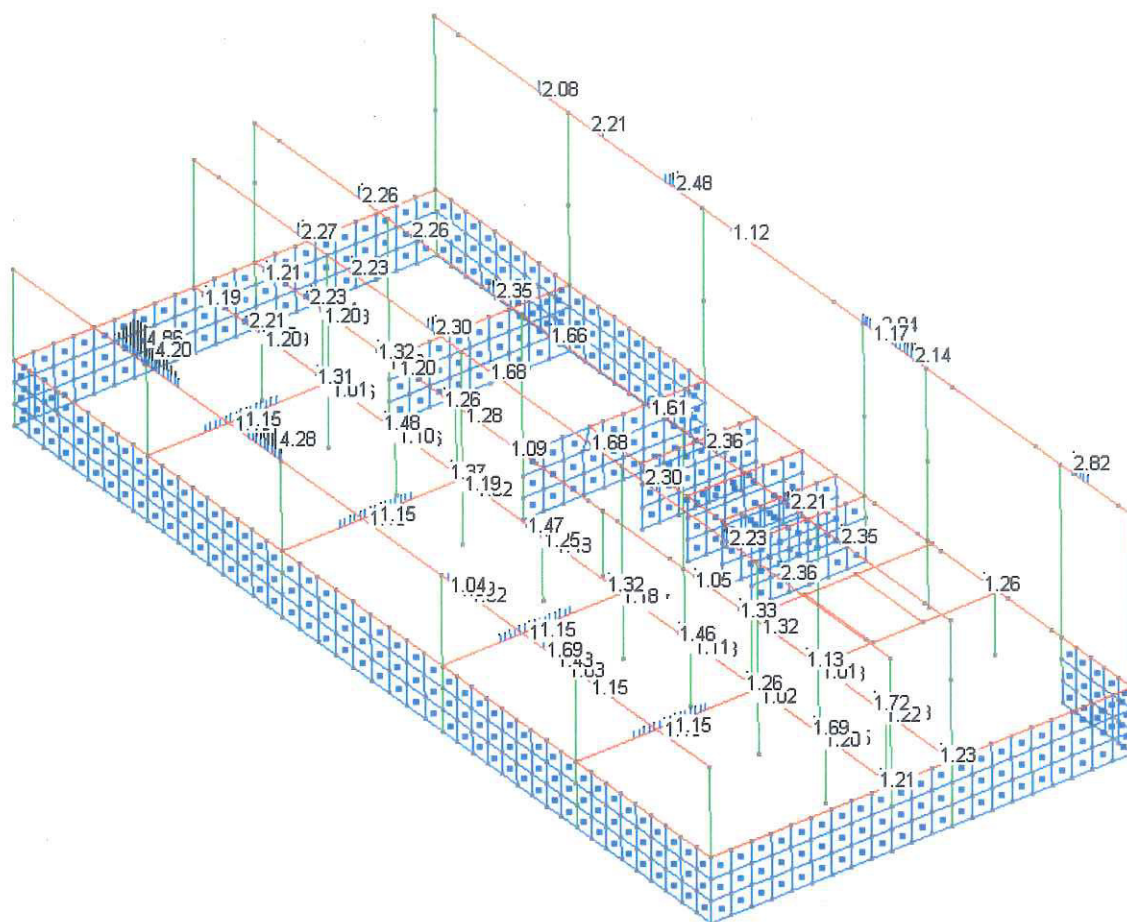


Figura 41 - Verifica SLU Caratteristica - Sollecitazioni NM

In tale combinazioni di carico alcuni elementi principali presentano un coefficiente di verifica superiore a 2 (il coefficiente indica il rapporto tra il valore Agente e quello Resistente della sezione pertanto la sezione risulta verificata se il coefficiente è inferiore a 1) e pertanto non risulta possedere i requisiti di sicurezza minimi per i carichi statici previsti dalle NTC2008.

Analizzando i risultati ottenuti dalle verifiche si può notare che il maggior numero di punti in cui si presentano le criticità sono le zone in cui si ha il passaggio del momento flettente da momento positivo di campata a momento negativo all'appoggio. Ciò è dovuto

alla lunghezza insufficiente dei ferri disposti all'estradosso della sezione che risultano insufficienti ad assorbire le sollecitazioni agenti.

Risultando gli elementi strutturali non verificati già in condizioni statiche non si è proceduto alla verifica dei nodi travi pilastro.



## 8.1.2. CORPO B

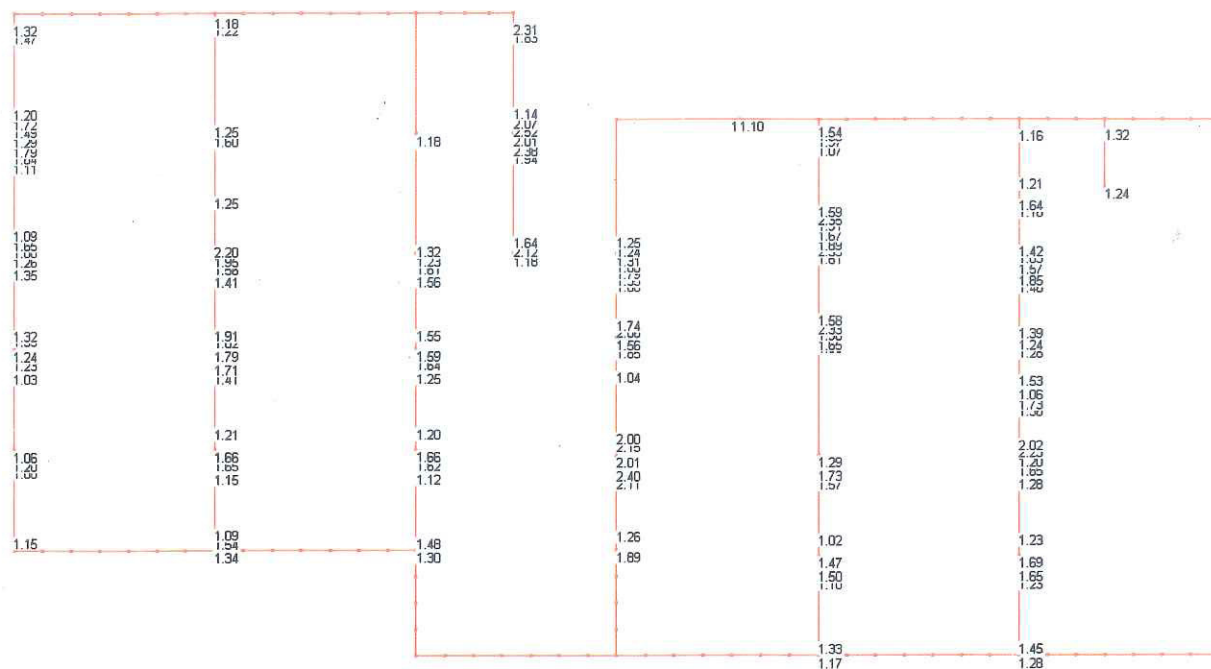


Figura 42 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni NM

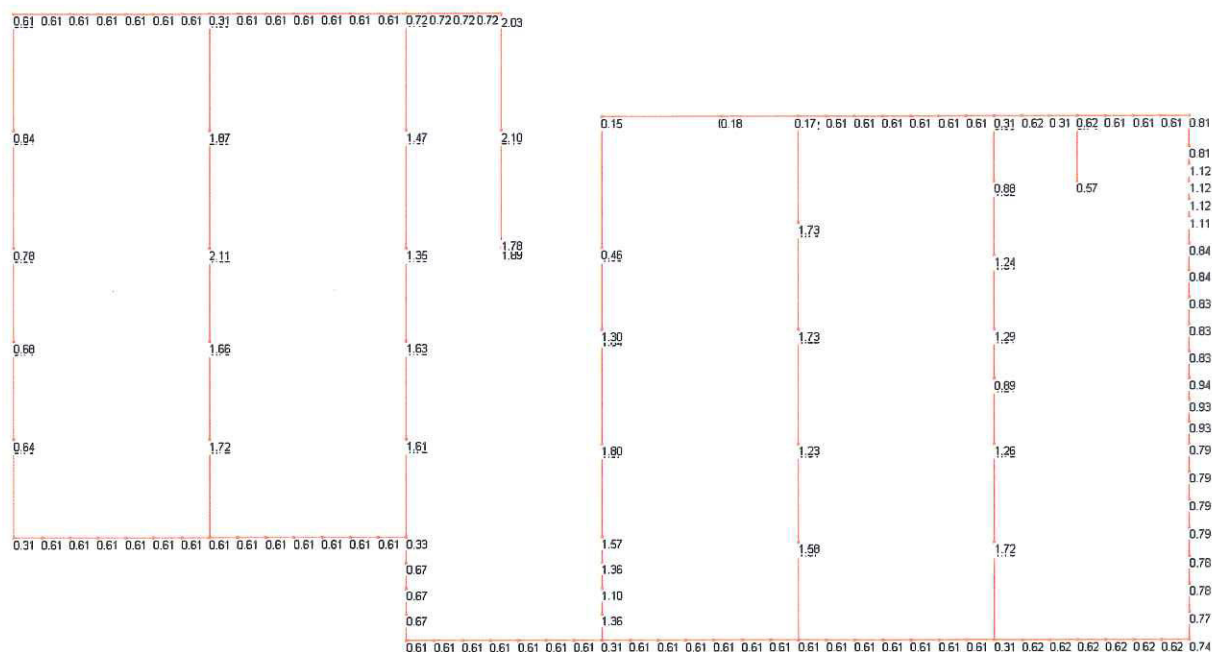


Figura 43 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni T12 e T13

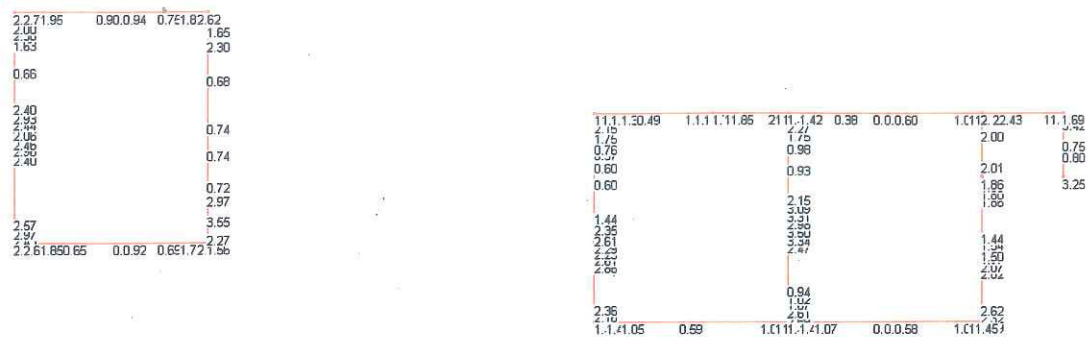


Figura 44 - Verifica SLV delle travi del piano primo – Sollecitazioni NM

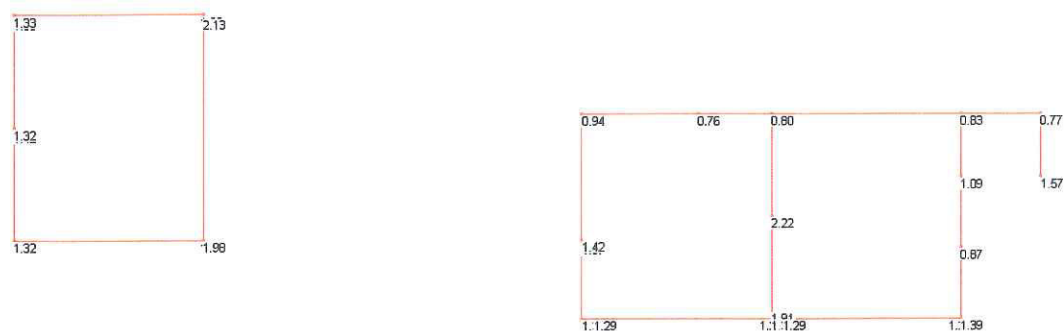


Figura 45 - Verifica SLV delle travi del piano primo – Sollecitazioni T12 e T13

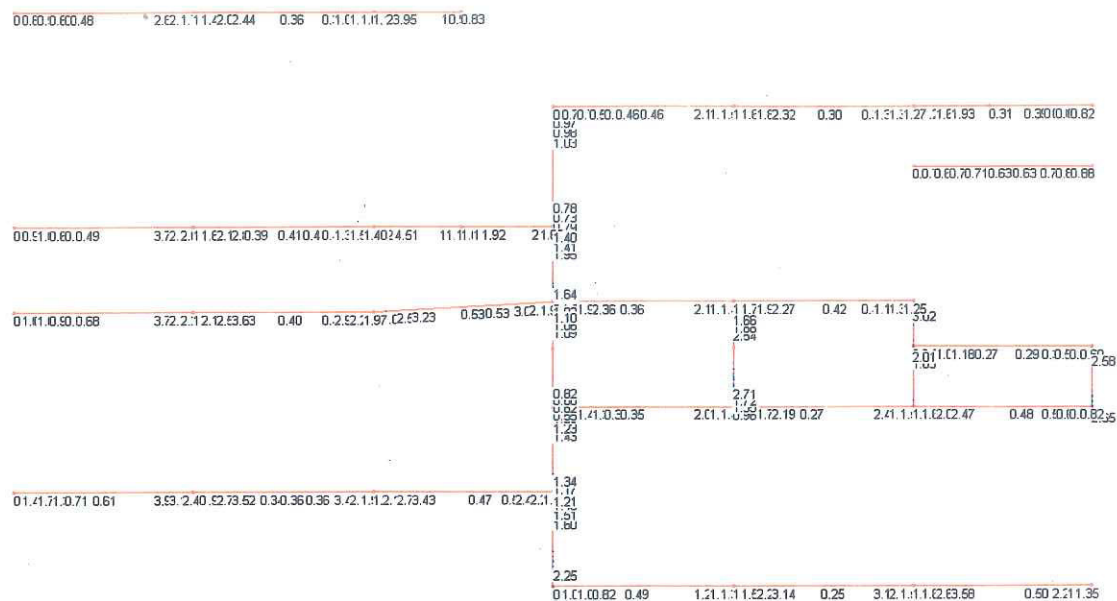


Figura 46 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

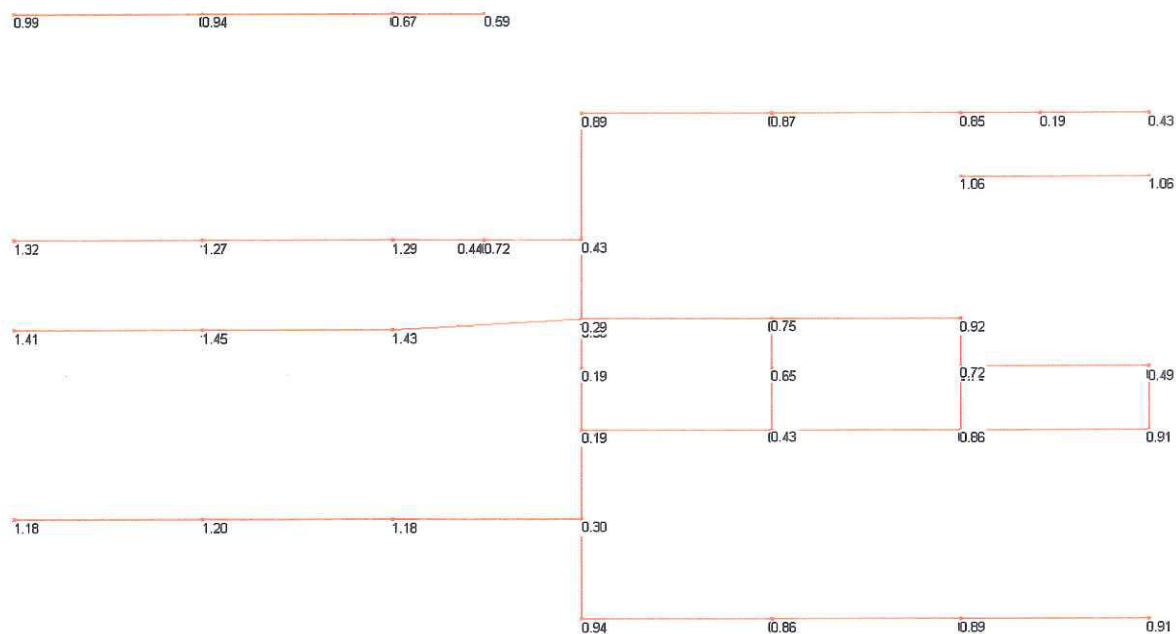


Figura 47 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni T12 e T13



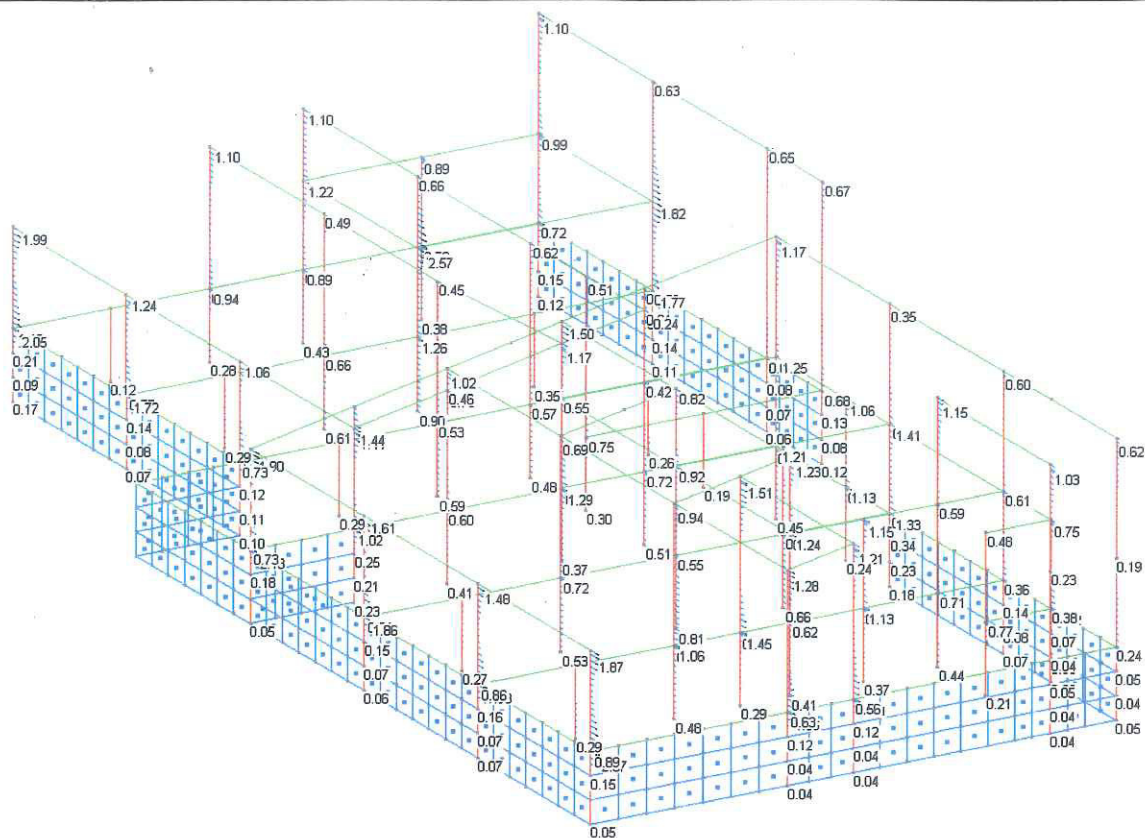


Figura 48 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni NM

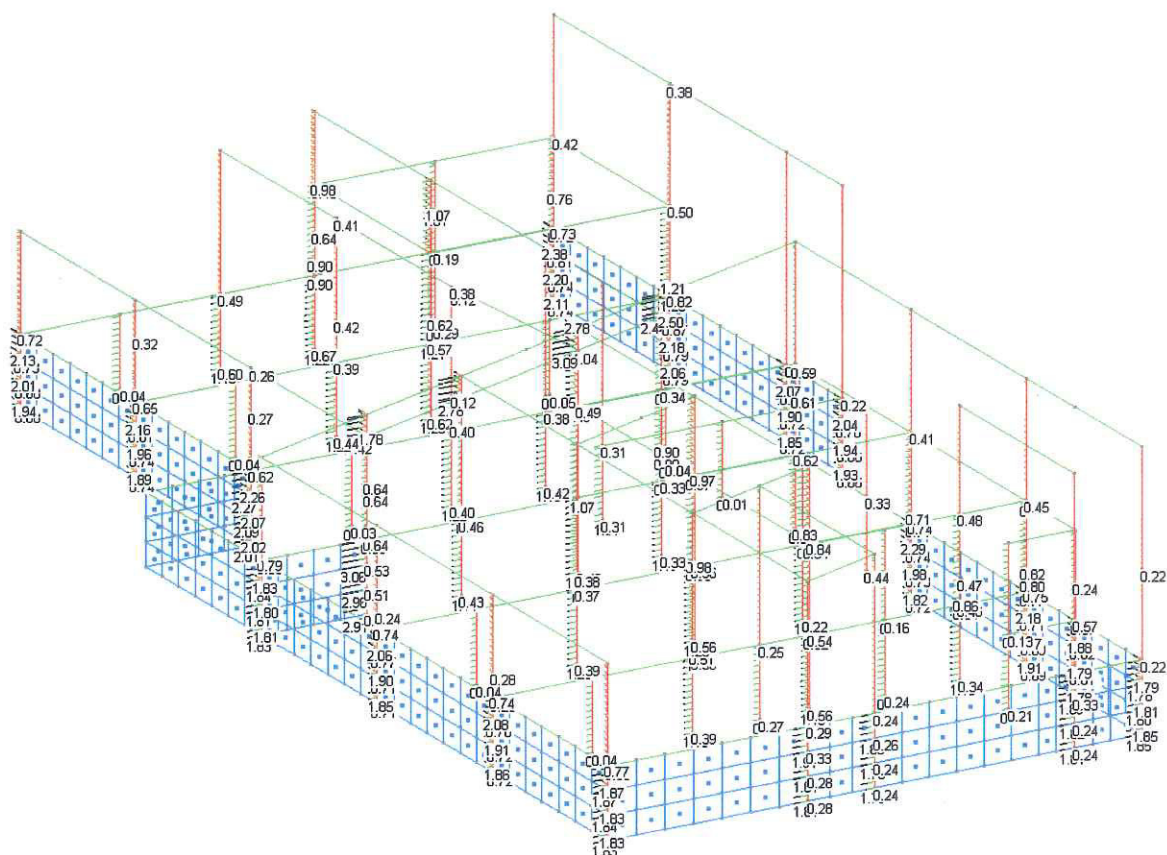


Figura 49 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni T12 e T13

Come evidenziato dall'immagine seguente le travi del piano terra e della copertura risultano non verificate già considerando i soli carichi gravitazionali applicati con combinazione sismica (carichi permanenti con coefficiente pari ad 1 e carichi variabili con coefficiente pari a 0,6).

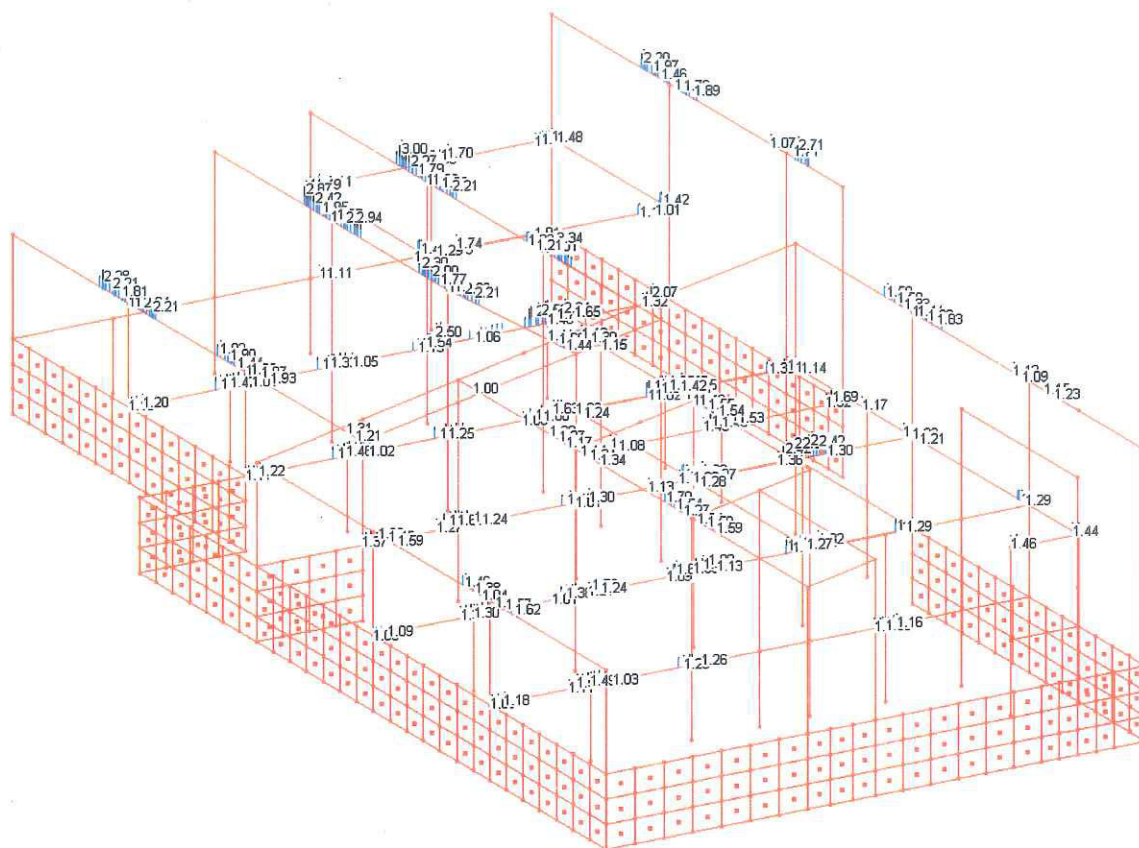


Figura 50 - Verifica SLU Caratteristica - Sollecitazioni NM (verifiche non soddisfatte)

### 8.1.3. CORPO Q

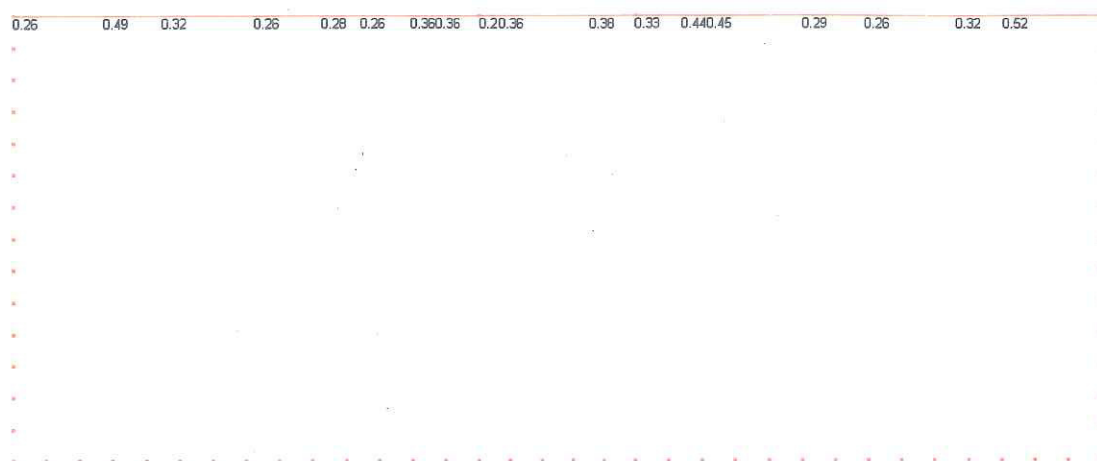


Figura 51 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni NM

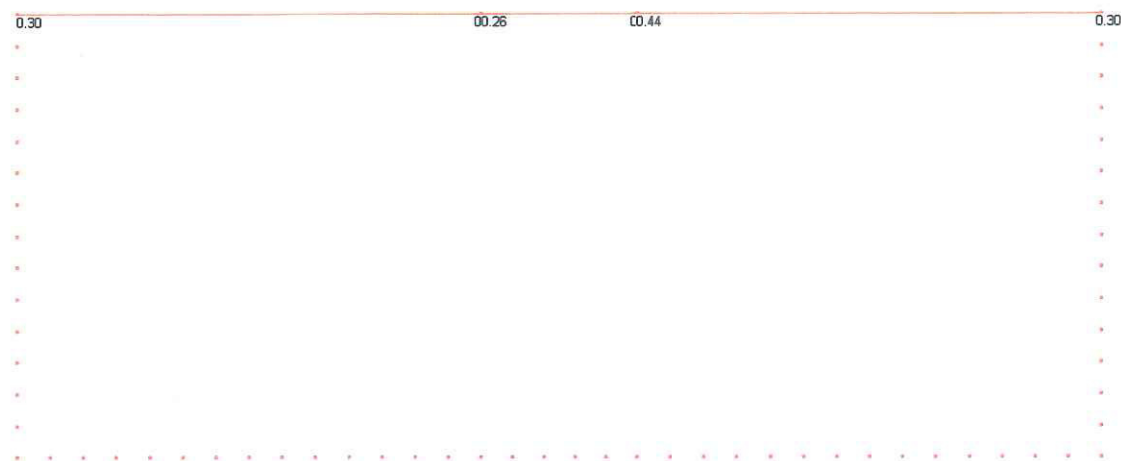


Figura 52 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni T12 e T13

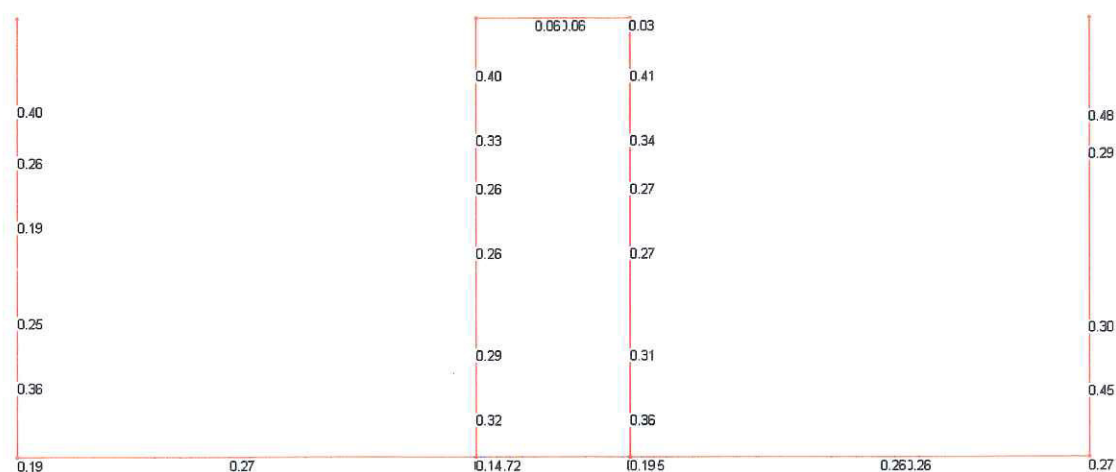


Figura 53 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni NM



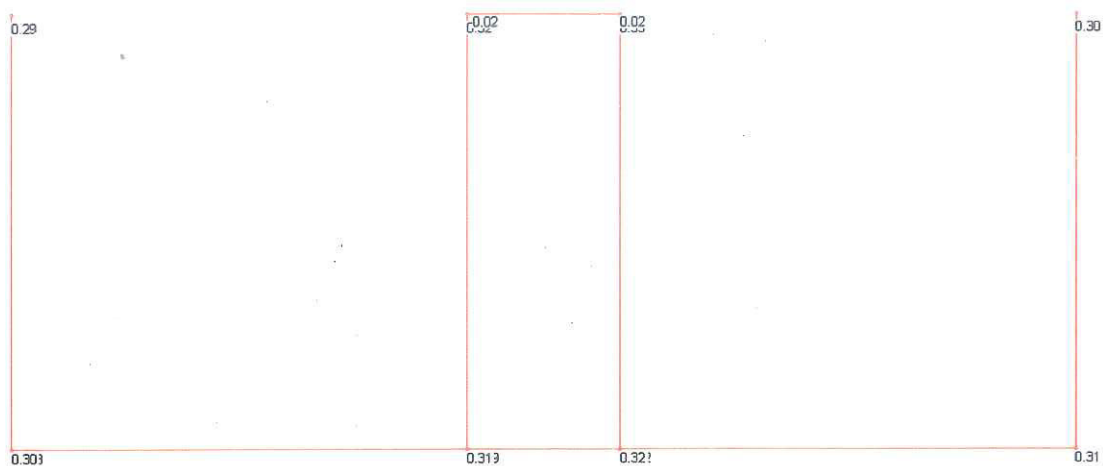


Figura 54 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni T12 e T13

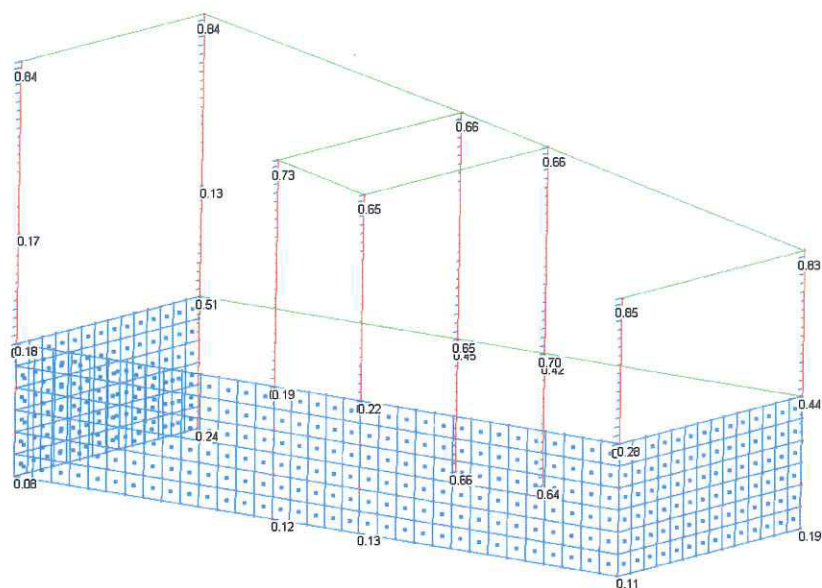


Figura 55 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni NM

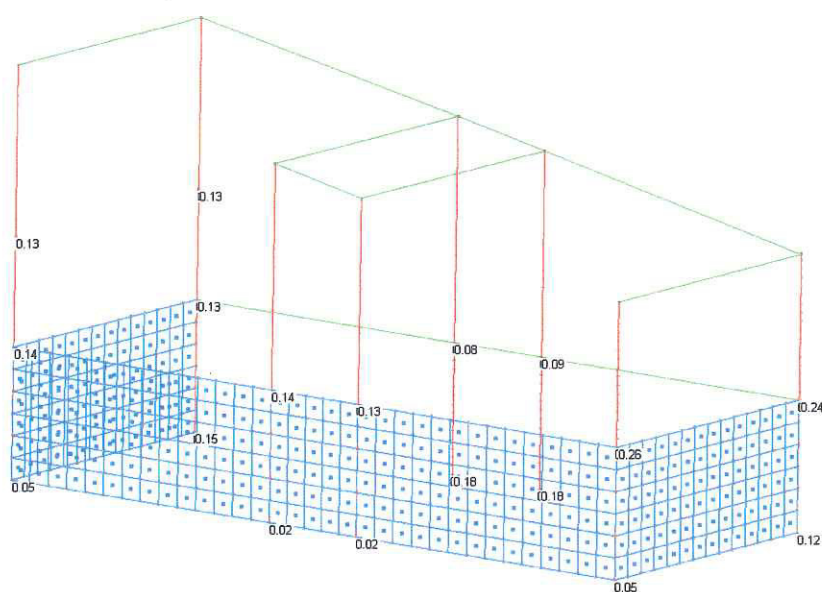


Figura 56 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni T12 e T13

VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV-X dir. X

PT	Ag	1.400.00	cmq
	b	35.00	cm
	h	40.00	cm
Trave PT	d	65.00	cm
P1	Ag	1.000.00	cmq
	b	25.00	cm
	h	40.00	cm
Cordolo P1	d	22.00	cm
P1	Ag	1.400.00	cmq
	b	35.00	cm
	h	40.00	cm
Trave P1	d	50.00	cm

fcm	19.00	MPa
FC	1.20	
γm	1.50	
fcd=fcm/(FC*γm)	10.56	MPa

$$\sigma_s = \frac{N}{2A_s} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_s}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{2A_s} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_s}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} = 5.28 \text{ MPa}$$

Trazione

$$\sigma_s = \frac{N}{2A_s} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_s}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} = 0.97 \text{ MPa}$$

Compressione

$$\sigma_s = \frac{N}{2A_s} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_s}\right)^2 + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} = 5.28 \text{ MPa}$$

Nodo	Sforzo normale		V(taglio) [MPa]	M [kN]	Taglio			Verifica			
	N [kN]	N/2Ag [MPa]			V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [MPa]	s Trazione [MPa]	Ratio	s Compressione [MPa]	Ratio
P1											
24	0	-	34.075	0.8968	1.99	32.08	0.23	0.23	0.24	V	0.23 0.04 V
24	0	-	-7.950	-65.6147	145.81	137.86	0.98	0.98	1.01	NV	0.98 0.19 V
23	0	-	4.671	6.1679	13.71	9.04	0.06	0.06	0.07	V	0.06 0.01 V
23	0	-	-36.658	74.5659	165.70	129.04	0.92	0.92	0.95	V	0.92 0.17 V
21	0	-	0.210	13.1354	29.19	28.98	0.21	0.21	0.21	V	0.21 0.04 V
21	0	-	-12.101	42.4632	94.36	82.26	0.59	0.59	0.60	V	0.59 0.11 V
22	0	-	17.881	-4.4183	9.82	8.06	0.08	0.08	0.08	V	0.08 0.02 V
22	0	-	-2.878	-52.4578	116.57	113.69	1.14	1.14	1.17	NV	1.14 0.22 V
19	0	-	2.384	4.3938	9.76	7.38	0.05	0.05	0.05	V	0.05 0.01 V
19	0	-	-11.251	44.5657	99.03	87.78	0.63	0.63	0.64	V	0.63 0.12 V
20	0	-	18.605	-1.5701	3.49	15.12	0.15	0.15	0.16	V	0.15 0.03 V
20	0	-	-3.883	-57.7913	128.43	125.04	1.25	1.25	1.28	NV	1.25 0.24 V
17	0	-	6.388	-11.4984	25.55	19.16	0.14	0.14	0.14	V	0.14 0.03 V
17	0	-	-19.940	73.6573	163.68	143.74	1.03	1.03	1.05	NV	1.03 0.19 V
18	0	-	17.408	16.2883	36.20	18.79	0.13	0.13	0.14	V	0.13 0.03 V
18	0	-	-7.461	-62.3859	138.64	131.17	0.94	0.94	0.96	V	0.94 0.18 V

Figura 57 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_X travi direzione X

VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV\_Y dir. Y

PT	Ag=	1.400.00	cmq
	b	35.00	cm
	h	40.00	cm
	d	65.00	cm
P1	Ag=	1.400.00	cmq
	b	35.00	cm
	h	40.00	cm
	d	22.00	cm
P2	Ag=	1.400.00	cmq
	b	35.00	cm
	h	40.00	cm
	d	50.00	cm

Trazione

$$\sigma_{tr} = \frac{N}{2A_s} \left( \sqrt{\frac{N}{2A_s}} + \sqrt{\frac{V}{A_s}} \right) \leq 0.3 \sqrt{f_c}$$

Compressione

$$\sigma_{co} = \frac{N}{2A_s} \left( \sqrt{\frac{N}{2A_s}} + \sqrt{\frac{V}{A_s}} \right) \leq 0.3 \sqrt{f_c}$$

fcm	19.00	MPa
FC	1.20	
γm	1.50	

fcm/(FC*γm)	10.56	MPa
-------------	-------	-----

$$0.3 \sqrt{f_c} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$0.3 \sqrt{f_c} = 5.28 \text{ MPa}$$

Nodo	Sforzo normale		Taglio				Verifica			
	N [kN]	N/2Ag [MPa]	V(taglio) [MPa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [MPa]	s Trazione [MPa]	Ratio	s Compressione [MPa]
PT										
13	-65.7	0.23	12.352	-71.8594	99.50	87.15	0.62	0.43	0.44	0.90
13	-117.289	0.42	-23.446	-3.5524	4.92	18.53	0.13	0.02	0.02	0.86
11	-70.844	0.25	20.473	73.8421	102.24	81.77	0.58	0.38	0.39	0.89
11	-119.384	0.43	-8.393	9.2552	12.81	4.42	0.03	0.00	0.00	0.85
15	-72.666	0.26	13.393	8.938E-14	0.00	13.39	0.10	0.02	0.02	0.54
15	-83.593	0.30	-11.938	9.327E-14	0.00	11.94	0.09	0.01	0.01	0.61
9	-81.745	0.29	1.994	0	-	1.99	0.01	0.00	0.00	0.58
9	-94.197	0.34	-1.799	0	-	1.80	0.01	0.00	0.00	0.67
P1										
24	0	-	13.393	0	-	13.39	0.10	0.10	0.10	0.10
24	0	-	-11.938	0	-	11.94	0.09	0.09	0.09	0.09
23	0	-	22.22	-2.85E-16	0.00	22.22	0.16	0.16	0.16	0.16
23	0	-	-24.047	1.738E-16	0.00	24.05	0.17	0.17	0.18	0.17
21	0	-	12.352	24.3412	43.81	31.46	0.22	0.22	0.23	0.22
21	0	-	-23.446	-48.1135	86.60	63.16	0.45	0.45	0.46	0.45
22	0	-	9.119	0	-	9.12	0.07	0.07	0.07	0.07
22	0	-	-10.056	0	-	10.06	0.07	0.07	0.07	0.07
19	0	-	20.473	47.3838	85.29	64.82	0.46	0.46	0.48	0.46
19	0	-	-8.393	-20.0471	36.08	27.69	0.20	0.20	0.20	0.20
20	0	-	7.746	0	-	7.75	0.06	0.06	0.06	0.06
20	0	-	-7.596	0	-	7.60	0.05	0.05	0.06	0.05
17	0	-	2.564	0	-	2.56	0.02	0.02	0.02	0.02
17	0	-	-2.37	0	-	2.37	0.02	0.02	0.02	0.02
18	0	-	3.725	0	-	3.73	0.03	0.03	0.03	0.03
18	0	-	-3.745	0	-	3.75	0.03	0.03	0.03	0.03

Figura 58 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_Y travi direzione Y

Dall'analisi dei risultati ottenuti si può osservare che gli elementi principali sono in grado di resistere al 100% del sisma di progetto previsto dalla normativa vigente. Per tale sisma non risultano verificati i nodi non confinati con un valore massimo pari a 1,28 ottenuto per il nodo 20.

La verifica dei nodi non confinati è soddisfatta per un'azione sismica pari al 52% di quella di progetto.



### 8.1.4. CORPO R

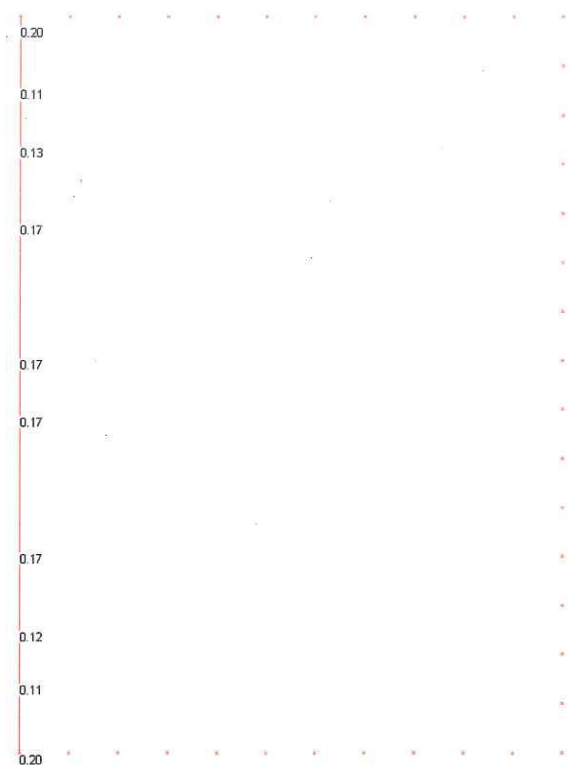


Figura 59 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni NM



Figura 60 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni T12 e T13

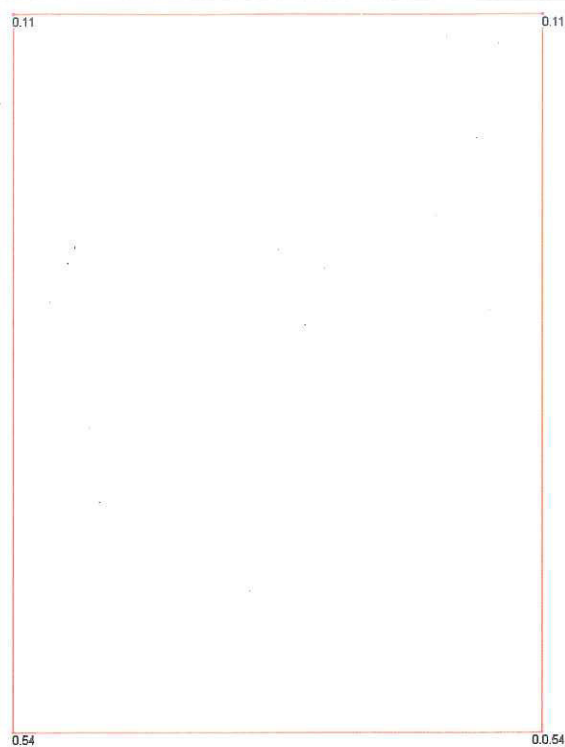


Figura 61 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

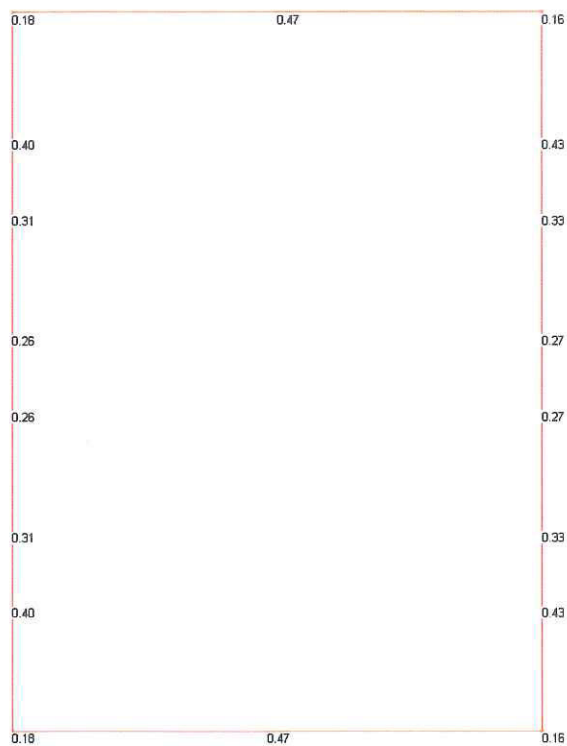


Figura 62 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni T12 e T13

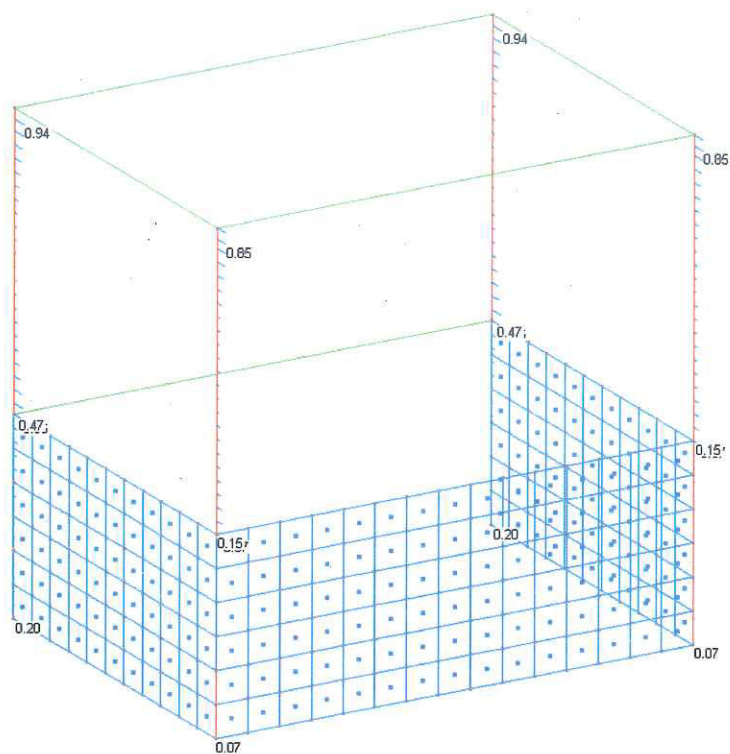


Figura 63 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni NM

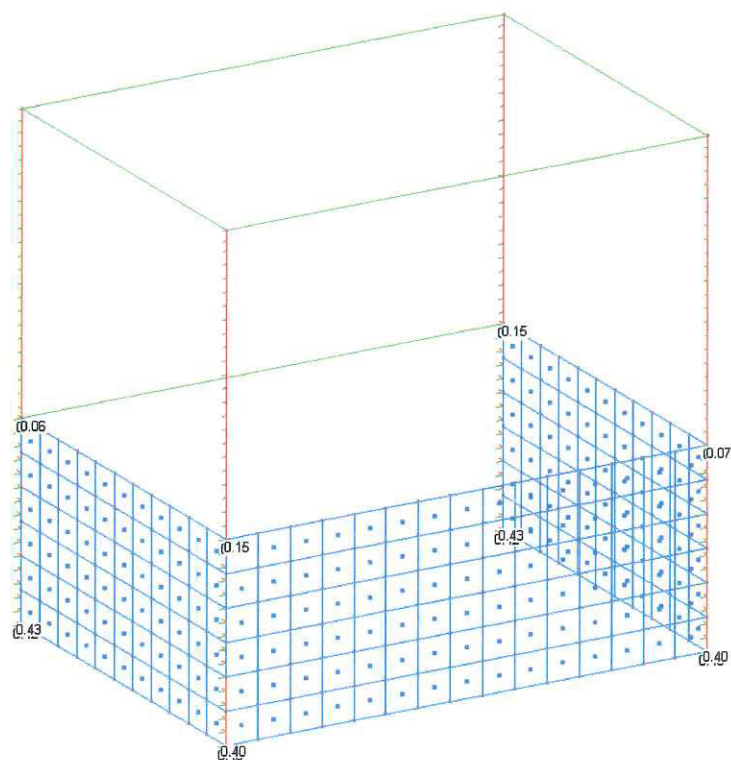


Figura 64 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni T12 e T13



VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV_X dir. X									
PT	Ag=	1 400.00	cmq						
	b	35.00	cm						
	h	40.00	cm						
Trave PT	d	60.00	cm						
P1	Ag=	1 400.00	cmq						
Travi	b	35.00	cm						
	h	40.00	cm						
Trave P1	d	60.00	cm						
P1	Ag=	770.00	cmq						
Cordoli	b	22.00	cm						
	h	35.00	cm						
Cordolo 25x22	d	20.00	cm						
fcm		19.00	MPa						
FC		1.20							
γm		1.50							
fcd=fcm/(FC*γm)		10.56	MPa						
0.3√f <sub>cd</sub>		0.97	MPa						
0.5f <sub>cd</sub>		5.28	MPa						

Trazione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_{cd}}$

Compressione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.5f_{cd}$

Nodo Sap	Sforzo normale		Taglio				Verifica			
	N [kN]	N/2Ag [Mpa]	V[taglio] [Mpa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [Mpa]	s Trazione [Mpa]	Ratio	s Compressione [Mpa]
P1										
9	0	-	8.307	0	-	8.31	0.11	0.11	0.11	0.11
9	0	-	-8.168	0	-	8.17	0.11	0.11	0.11	0.11
10	0	-	9.904	2.887E-15	0.00	9.90	0.13	0.13	0.13	0.13
10	0	-	-10.042	2.887E-15	0.00	10.04	0.13	0.13	0.13	0.13
12	0	-	9.904	2.887E-15	0.00	9.90	0.13	0.13	0.13	0.13
12	0	-	-10.042	2.887E-15	0.00	10.04	0.13	0.13	0.13	0.13
11	0	-	8.307	0	-	8.31	0.11	0.11	0.11	0.11
11	0	-	-8.168	0	-	8.17	0.11	0.11	0.11	0.11

Figura 65 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_X travi direzione X

VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV_Y dir. Y									
Pilastro	Ag=	1 400.00	cmq						
	b	35.00	cm						
	h	40.00	cm						
Trave PT	d	60.00	cm						
P1	Ag=	1 400.00	cmq						
Travi	b	35.00	cm						
	h	40.00	cm						
Trave P1	d	60.00	cm						
P1	Ag=	770.00	cmq						
Cordoli	b	22.00	cm						
	h	35.00	cm						
Cordolo 2	d	20.00	cm						
fcm		19.00	MPa						
FC		1.20							
γm		1.50							
fcd=fcm/(FC*γm)		10.56	MPa						
0.3√f <sub>cd</sub>		0.97	MPa						
0.5f <sub>cd</sub>		5.28	MPa						

Trazione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_{cd}}$

Compressione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.5f_{cd}$

Nodo Sap	Sforzo normale		Taglio				Verifica			
	N [kN]	N/2Ag [Mpa]	V[taglio] [Mpa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [Mpa]	s Trazione [Mpa]	Ratio	s Compressione [Mpa]
PT										
5	-83.885	0.30	0.39	-66.7529	100.13	99.74	0.71	0.47	0.49	1.07
5	-76.01	0.27	0.39	-111.899	167.85	167.46	1.20	0.96	0.98	1.50
7	-68.135	0.24	0.39	66.7529	100.13	99.74	0.71	0.51	0.52	1.00
7	-108.455	0.39	-31.117	111.899	167.85	136.73	0.98	0.66	0.68	1.44
P1	0	-	0	0	-	-	-	-	-	-
9	0	-	0.39	-3.4034	5.11	4.72	0.03	0.03	0.03	0.03
9	0	-	-31.117	-73.1082	109.66	78.55	0.56	0.56	0.58	0.56
10	0	-	4.87	1.4929	2.24	2.63	0.02	0.02	0.02	0.02
10	0	-	-25.631	-66.5154	99.77	74.14	0.53	0.53	0.54	0.53
12	0	-	25.631	-1.4929	2.24	23.39	0.17	0.17	0.17	0.17
12	0	-	-4.87	66.5154	99.77	94.90	0.68	0.68	0.70	0.68
11	0	-	31.117	3.4034	5.11	26.01	0.19	0.19	0.19	0.19
11	0	-	-0.39	73.1082	109.66	109.27	0.78	0.78	0.80	0.78

Figura 66 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_Y travi direzione Y

Dall'analisi dei risultati ottenuti si può osservare che gli elementi principali ed i nodi non confinati sono in grado di resistere al 100% del sisma di progetto previsto dalla normativa vigente.

### 8.1.5. AMPLIAMENTO 4 AULE

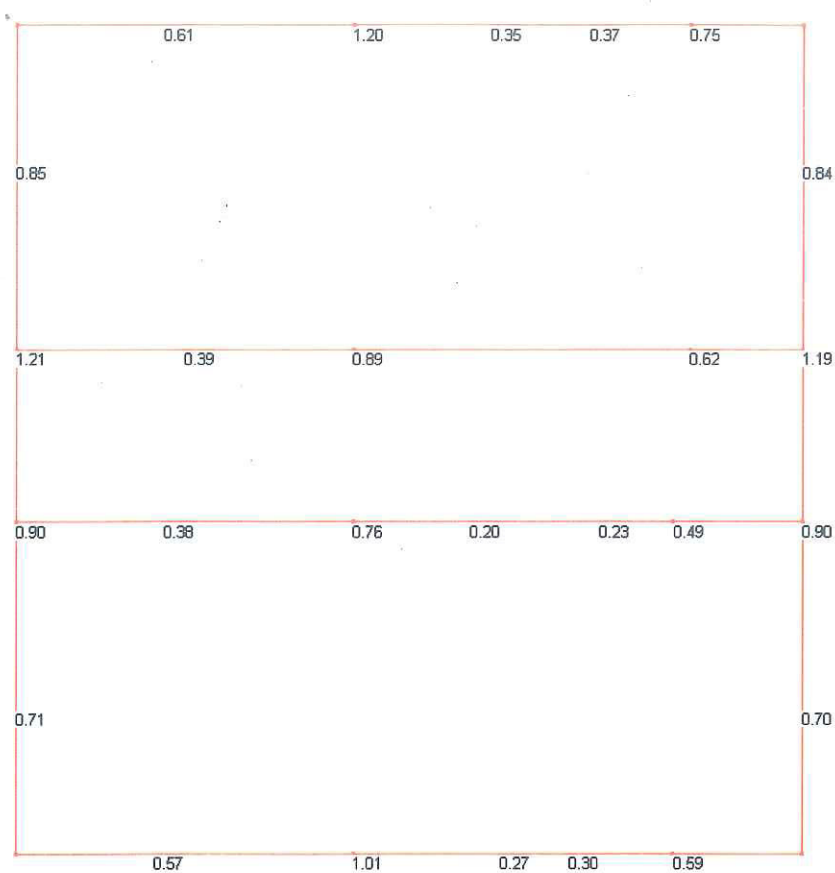


Figura 67 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni NM

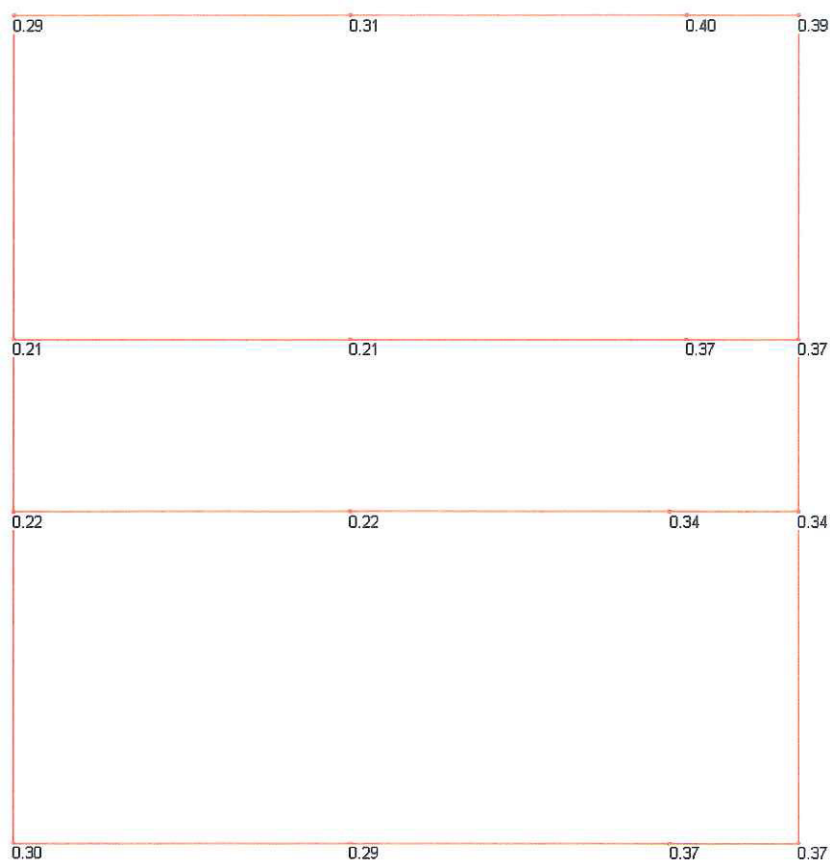


Figura 68 - Verifica SLV delle travi del piano terra – Sollecitazioni T12 e T13

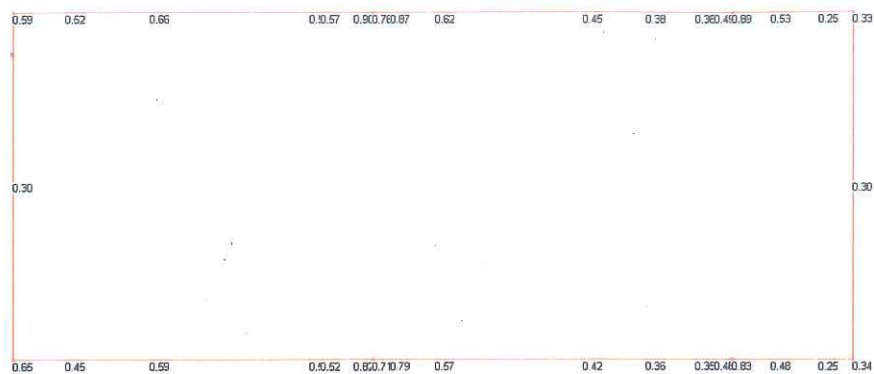


Figura 69 - Verifica SLV delle travi solaio sottotetto – Sollecitazioni NM

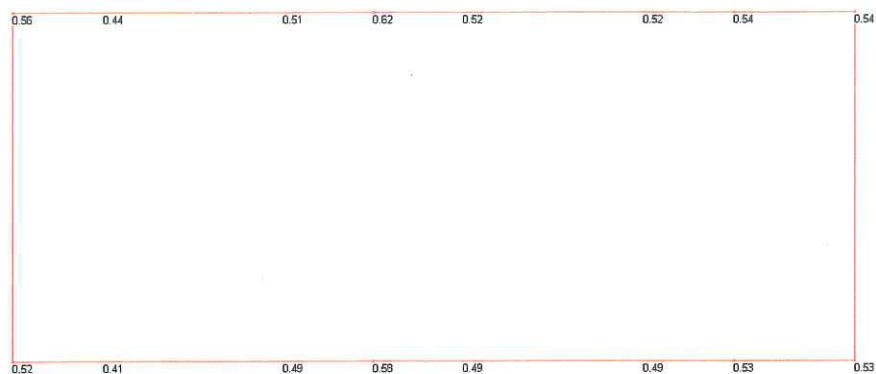


Figura 70 - Verifica SLV delle travi solaio sottotetto – Sollecitazioni T12 e T13



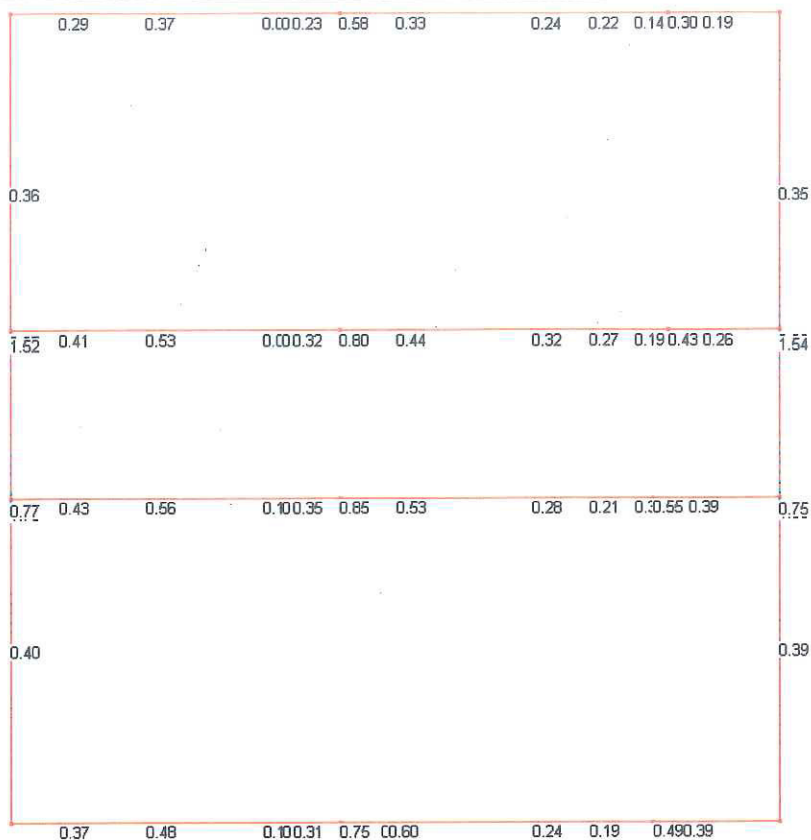


Figura 71 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

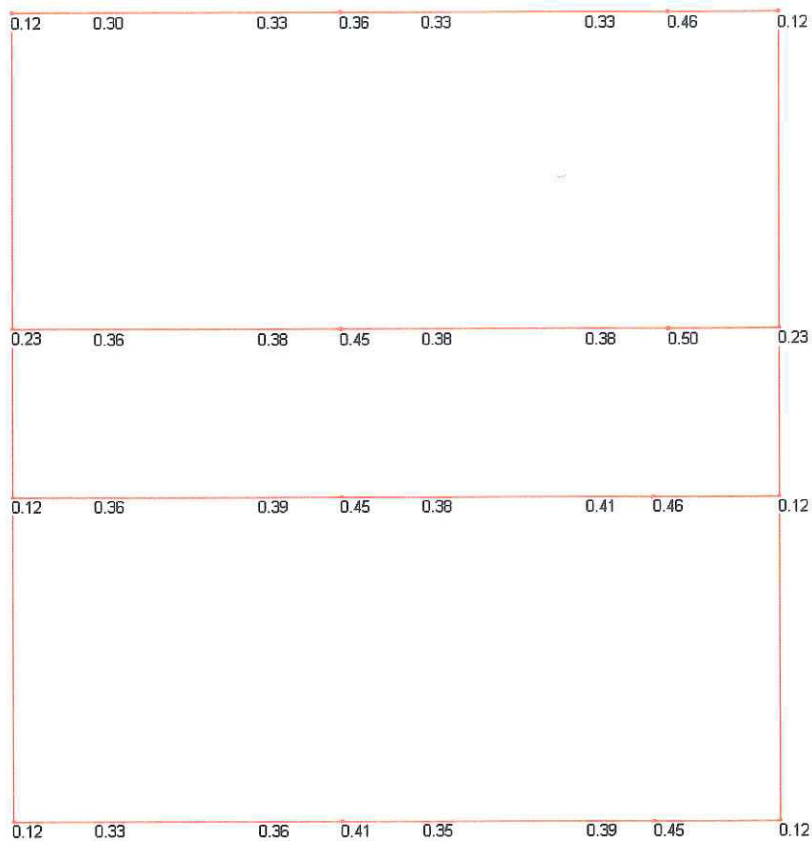


Figura 72 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni T12 e T13



VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV\_X dir. X

PT-P1	Ag=	900.00	cmq
	b	30.00	cm
	h	30.00	cm
Trave	d	45.00	cm
Copertura	Ag=	900.00	cmq
	b	30.00	cm
	h	30.00	cm
Trave	d	45.00	cm
Copertura	Ag=	900.00	cmq
	b	30.00	cm
	h	30.00	cm
Cordolo	d	17.00	cm
fcm			
		26.40	MPa
FC		1.20	
ym		1.50	
fctm/(FC*ym)		14.67	MPa

Trazione

$$\sigma_{tr} = \frac{N}{A_g} + \frac{N}{2A_s} + \frac{V}{A_s} + \frac{V}{A_s} = 0.3\sqrt{f_c}$$

Compressione

$$\sigma_{co} = \frac{N}{2A_s} + \frac{N}{2A_s} + \frac{V}{A_s} + \frac{V}{A_s} = 0.3\sqrt{f_c}$$

0.3√f<sub>c</sub> 1.15 MPa  
0.3f<sub>c</sub> 7.33 MPa

Nodo	Sforzo normale		V(taggio) [MPa]	M [kN]	Taglio		Vn/Ag [MPa]	Verifica			
	N [kN]	N/2Ag [MPa]			V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]		s Trazione [MPa]	Ratio	s Compressione [MPa]	Ratio
17	-216.681	1.20	11.967	0	-	11.97	0.13	0.01	0.01	V	2.41 0.33 V
17	-226.375	1.26	-12.692	0	-	12.69	0.14	0.01	0.01	V	2.52 0.34 V
33	-61.146	0.34	5.978	0	-	5.98	0.07	0.01	0.01	V	0.69 0.09 V
33	-64.398	0.36	-5.668	0	-	5.67	0.06	0.01	0.00	V	0.72 0.10 V
29	-44.847	0.25	9.931	0	-	9.93	0.11	0.02	0.02	V	0.52 0.07 V
29	-79.711	0.44	-9.799	0	-	9.80	0.11	0.01	0.01	V	0.90 0.12 V
39	-12.809	0.07	4.305	0	-	4.31	0.05	0.01	0.01	V	0.16 0.02 V
39	-17.392	0.10	-4.17	0	-	4.17	0.05	0.01	0.01	V	0.20 0.03 V
18	-211.445	1.17	21.056	84.4505	208.52	187.46	2.08	1.22	1.06	NV	3.57 0.49 V
18	-240.948	1.34	-17.283	-132.3448	326.78	309.49	3.44	2.35	2.05	NV	5.03 0.69 V
34	-69.12	0.38	23.603	0	-	23.60	0.26	0.08	0.07	V	0.85 0.12 V
34	-94.613	0.53	-20.727	0	-	20.73	0.23	0.05	0.04	V	1.10 0.15 V
19	-86.374	0.48	17.456	135.7996	335.31	317.85	3.53	3.08	2.68	NV	4.04 0.55 V
19	-112.759	0.63	-21.501	-92.4436	228.26	206.75	2.30	1.75	1.53	NV	3.01 0.41 V
20	-76.641	0.43	12.065	1.442E-13	0.00	12.06	0.13	0.02	0.02	V	0.87 0.12 V
20	-81.038	0.45	-12.445	1.349E-13	0.00	12.44	0.14	0.02	0.02	V	0.92 0.13 V
30	-33.343	0.19	17.56	80.6985	199.26	181.70	2.02	1.84	1.60	NV	2.21 0.30 V
30	-79.733	0.44	-12.964	-156.2844	385.89	372.92	4.14	3.72	3.24	NV	4.61 0.63 V
40	-2.936	0.02	18.415	-4.01E-15	0.00	18.42	0.20	0.19	0.16	V	0.22 0.03 V
40	-29.051	0.16	-16.004	-4.01E-15	0.00	16.00	0.18	0.08	0.07	V	0.40 0.05 V
31	-14.975	0.08	15.701	130.4584	322.12	306.42	3.40	3.32	2.89	NV	3.49 0.48 V
31	-44.319	0.25	-19.004	-103.648	255.92	236.92	2.63	2.40	2.09	NV	2.89 0.39 V
32	-16.712	0.09	11.043	1.17E-13	0.00	11.04	0.12	0.06	0.05	V	0.25 0.03 V
32	-26.698	0.15	-10.51	1.088E-13	0.00	10.51	0.12	0.04	0.04	V	0.34 0.05 V
Copertura											
43	0	-	17.456	46.323	302.76	285.31	3.17	3.17	2.76	NV	3.17 0.43 V
43	0	-	-21.501	-38.4132	251.07	229.57	2.55	2.55	2.22	NV	2.55 0.35 V
55	0	-	15.701	48.0763	314.22	298.52	3.32	3.32	2.89	NV	3.32 0.45 V
55	0	-	-19.004	-40.1932	262.70	243.70	2.71	2.71	2.36	NV	2.71 0.37 V
42	0	-	23.603	33.9132	221.65	198.05	2.20	2.20	1.92	NV	2.20 0.30 V
42	0	-	-20.727	-42.2855	276.38	255.65	2.84	2.84	2.47	NV	2.84 0.39 V
54	0	-	18.415	35.7707	233.80	215.38	2.39	2.39	2.08	NV	2.39 0.33 V
54	0	-	-16.004	-44.3572	289.92	273.91	3.04	3.04	2.65	NV	3.04 0.42 V
41	0	-	5.978	0	-	5.98	0.07	0.07	0.06	V	0.07 0.01 V
41	0	-	-5.668	0	-	5.67	0.06	0.06	0.05	V	0.06 0.01 V
53	0	-	4.305	0	-	4.31	0.05	0.05	0.04	V	0.05 0.01 V
53	0	-	-4.17	0	-	4.17	0.05	0.05	0.04	V	0.05 0.01 V
44	0	-	12.065	6.355E-15	0.00	12.07	0.13	0.13	0.12	V	0.13 0.02 V
44	0	-	-12.445	6.087E-15	0.00	12.45	0.14	0.14	0.12	V	0.14 0.02 V
56	0	-	11.043	1.719E-15	0.00	11.04	0.12	0.12	0.11	V	0.12 0.02 V
56	0	-	-10.51	-1.73E-15	0.00	10.51	0.12	0.12	0.10	V	0.12 0.02 V

Figura 75 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_X travi direzione X



VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV\_X dir. X

PT-P1	PT-P1	900.00	cmq
		30.00	cm
		30.00	cm
Trave	Trave	45.00	cm
Copertura	Ag-	900.00	cmq
a	b	30.00	cm
Travi	h	30.00	cm
Trave	d	45.00	cm
Copertura	Ag-	900.00	cmq
a	b	30.00	cm
Cordoli	h	30.00	cm
Cordolo	d	17.00	cm

fcm	26.40	MPa
fct	1.20	
ym	1.50	

fct=fcm/(fct*ym)	14.67	MPa
------------------	-------	-----

1.15 MPa  
7.33 MPa

Trazione

Compressione

Nodo Sap	Sforzo normale		Taglio				Verifica		Verifica		Verifica		
	N [kN]	N/2Ag [MPa]	V[taglio] [MPa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [MPa]	s Trazione [MPa]	Ratio	s Compressione [MPa]	Ratio		
17	-216.681	1.20	-1.632	0	-	1.63	0.02	0.00	0.00	V	2.41	0.33	V
17	-226.375	1.26	-16.129	0	-	16.13	0.18	0.01	0.01	V	2.53	0.34	V
33	-61.146	0.34	-6.635	32.0803	79.21	72.58	0.81	0.54	0.47	V	1.21	0.17	V
33	-64.398	0.36	-8.893	65.3971	161.47	152.58	1.70	1.37	1.20	NV	2.09	0.29	V
21	-497.276	2.76	13.401	-12.3621	30.52	17.12	0.19	0.01	0.01	V	5.53	0.75	V
21	-498.998	2.77	-9.314	4.8798	12.05	2.73	0.03	0.00	0.00	V	5.54	0.76	V
35	-167.022	0.93	6.604	-3.8285	9.45	2.85	0.03	0.00	0.00	V	1.86	0.25	V
35	-169.562	0.94	-3.735	-9.1408	22.57	18.83	0.21	0.02	0.02	V	1.91	0.26	V
25	-319.3	1.77	17.051	-11.22	27.70	10.65	0.12	0.00	0.00	V	3.55	0.48	V
25	-342.745	1.90	-6.891	-8.4222	20.80	13.90	0.15	0.01	0.01	V	3.81	0.52	V
37	-106.038	0.59	12.391	-28.8575	71.25	58.86	0.65	0.29	0.25	V	1.47	0.20	V
37	-107.375	0.60	1.569	-16.4976	40.73	39.17	0.44	0.14	0.12	V	1.33	0.18	V
29	-44.847	0.25	8.745	5.836E-15	0.00	8.74	0.10	0.02	0.02	V	0.52	0.07	V
29	-79.711	0.44	-6.497	3.467E-15	0.00	6.50	0.07	0.01	0.01	V	0.89	0.12	V
39	-12.809	0.07	1.538	15.7993	39.01	37.47	0.42	0.35	0.31	V	0.49	0.07	V
39	-17.392	0.10	-1.191	-21.4155	52.88	51.69	0.57	0.49	0.42	V	0.68	0.09	V
18	-211.445	1.17	-2.792	0	-	2.79	0.03	0.00	0.00	V	2.35	0.32	V
18	-240.948	1.34	-12.626	0	-	12.63	0.14	0.01	0.01	V	2.68	0.37	V
34	-69.12	0.38	-17.495	43.7125	107.93	90.44	1.00	0.69	0.60	V	1.46	0.20	V
34	-94.613	0.53	-21.529	68.9465	170.24	148.71	1.65	1.21	1.05	NV	2.26	0.31	V
19	-86.374	0.48	0.79	0	-	0.79	0.01	0.00	0.00	V	0.96	0.13	V
19	-112.759	0.63	-0.243	0	-	0.24	0.00	0.00	0.00	V	1.25	0.17	V
20	-76.641	0.43	1.729	0	-	1.73	0.02	0.00	0.00	V	0.85	0.12	V
20	-81.038	0.45	-2.21	0	-	2.21	0.02	0.00	0.00	V	0.90	0.12	V
22	-535.936	2.98	8.967	-6.401	15.80	6.84	0.08	0.00	0.00	V	5.96	0.81	V
22	-537.592	2.99	-6.799	5.3257	13.15	6.35	0.07	0.00	0.00	V	5.97	0.81	V
36	-237.376	1.32	10.251	-1.0655	2.63	7.62	0.08	0.00	0.00	V	2.64	0.36	V
36	-239.974	1.33	-7.422	-4.8078	11.87	4.45	0.05	0.00	0.00	V	2.67	0.36	V
23	-241.079	1.34	4.386	-6.0698	14.99	10.60	0.12	0.01	0.00	V	2.68	0.37	V
23	-243.442	1.35	-2.583	3.3842	8.36	5.77	0.06	0.00	0.00	V	2.71	0.37	V
24	-206.152	1.15	10.654	-9.7757	24.14	13.48	0.15	0.01	0.01	V	2.30	0.31	V
24	-210.802	1.17	-9.4	4.6864	11.57	2.17	0.02	0.00	0.00	V	2.34	0.32	V
27	-155.351	0.86	4.383	-0.549	1.36	3.03	0.03	0.00	0.00	V	1.73	0.24	V
27	-156.635	0.87	-2.895	-0.5288	1.31	1.59	0.02	0.00	0.00	V	1.74	0.24	V
28	-133.397	0.74	10.968	-1.6019	3.96	7.01	0.08	0.00	0.00	V	1.49	0.20	V
28	-133.926	0.74	-10.221	-1.5161	3.74	6.48	0.07	0.00	0.00	V	1.49	0.20	V
26	-347.384	1.93	12.202	-6.1251	15.12	2.92	0.03	0.00	0.00	V	3.86	0.53	V
26	-366.763	2.04	-4.423	-4.6313	11.44	7.01	0.08	0.00	0.00	V	4.08	0.56	V
38	-151.093	0.84	24.47	-27.9647	69.05	44.58	0.50	0.14	0.12	V	1.81	0.25	V
38	-153.039	0.85	6.402	-19.8473	49.01	42.60	0.47	0.12	0.11	V	1.82	0.25	V
30	-33.343	0.19	6.149	1.158E-14	0.00	6.15	0.07	0.01	0.01	V	0.38	0.05	V
30	-79.733	0.44	-4.181	2.938E-15	0.00	4.18	0.05	0.00	0.00	V	0.89	0.12	V
40	-2.936	0.02	1.759	12.564	31.02	29.26	0.33	0.31	0.27	V	0.34	0.05	V
40	-29.051	0.16	-2.854	-15.1889	37.50	34.65	0.38	0.26	0.22	V	0.58	0.08	V
31	-14.975	0.08	0.449	1.762E-14	0.00	0.49	0.01	0.00	0.00	V	0.17	0.02	V
31	-44.319	0.25	-0.528	1.291E-14	0.00	0.53	0.01	0.00	0.00	V	0.49	0.07	V
32	-16.712	0.09	1.696	6.329E-15	0.00	1.70	0.02	0.00	0.00	V	0.19	0.03	V
32	-26.698	0.15	-2.243	3.209E-15	0.00	2.24	0.02	0.00	0.00	V	0.30	0.04	V
Copertura													
43	0	-	0.79	0	-	0.79	0.01	0.01	0.01	V	0.01	0.00	V
43	0	-	-0.243	0	-	0.24	0.00	0.00	0.00	V	0.00	0.00	V
47	0	-	4.386	-5.2697	13.01	8.63	0.10	0.10	0.08	V	0.10	0.01	V
47	0	-	-2.583	-0.6211	1.53	1.05	0.01	0.01	0.01	V	0.01	0.00	V
51	0	-	4.383	-2.1209	5.24	0.85	0.01	0.01	0.01	V	0.01	0.00	V
51	0	-	-2.895	-2.9551	7.30	4.40	0.05	0.05	0.04	V	0.05	0.01	V
55	0	-	0.49	2.003E-14	0.00	0.49	0.01	0.01	0.00	V	0.01	0.00	V
55	0	-	-0.528	1.617E-14	0.00	0.53	0.01	0.01	0.01	V	0.01	0.00	V
42	0	-	-17.495	0	-	17.50	0.19	0.19	0.17	V	0.19	0.03	V
42	0	-	-21.529	0	-	21.53	0.24	0.24	0.21	V	0.24	0.03	V
46	0	-	10.251	-4.8037	11.86	1.61	0.02	0.02	0.02	V	0.02	0.00	V
46	0	-	-7.422	0.6246	1.54	5.88	0.07	0.07	0.06	V	0.07	0.01	V
50	0	-	24.47	-11.9065	29.40	4.93	0.05	0.05	0.05	V	0.05	0.01	V
50	0	-	6.402	-16.4962	40.73	34.33	0.38	0.38	0.33	V	0.38	0.05	V
54	0	-	1.759	1.146E-14	0.00	1.76	0.02	0.02	0.02	V	0.02	0.00	V
54	0	-	-2.854	1.03E-14	0.00	2.85	0.03	0.03	0.03	V	0.03	0.00	V
41	0	-	-6.635	0	-	6.64	0.07	0.07	0.06	V	0.07	0.01	V
41	0	-	-8.893	0	-	8.89	0.10	0.10	0.09	V	0.10	0.01	V
45	0	-	6.604	-4.9943	12.33	5.73	0.06	0.06	0.06	V	0.06	0.01	V
45	0	-	-3.735	0.8861	2.19	1.55	0.02	0.02	0.01	V	0.02	0.00	V
49	0	-	12.391	-7.6882	18.98	6.59	0.07	0.07	0.06	V	0.07	0.01	V
49	0	-	1.569	-12.5597	31.01	29.44	0.33	0.33	0.28	V	0.33	0.04	V
53	0	-	1.538	9.371E-15	0.00	1.54	0.02	0.02	0.01	V	0.02	0.00	V
53	0	-	-1.191	6.016E-15	0.00	1.19	0.01	0.01	0.01	V	0.01	0.00	V
44	0	-	1.729	0	-	1.73	0.02	0.02	0.02	V	0.02	0.00	V
44	0	-	-2.21	0	-	2.21	0.02	0.02	0.02	V	0.02	0.00	V
48	0	-	10.654	-6.7176	16.59	5.93	0.07	0.07	0.06	V	0.07	0.01	V
48	0	-	-9.4	3.2753	8.09	1.31	0.01	0.01	0.01	V	0.01	0.00	V
52	0	-	10.968	-0.7024	1.73	9.23	0.10	0.10	0.09	V	0.10	0.01	V
52	0	-	-10.221	1.8285	4.51	5.71	0.06	0.06	0.06	V	0.06	0.01	V
56	0	-	1.696	3.123E-14	0.00	1.70	0.02	0.02	0.02	V	0.02	0.00	V
56	0	-	-2.243	2.916E-14	0.00	2.24	0.02	0.02	0.02	V	0.02	0.00	V

Figura 76 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_Y travi direzione Y

Dall'analisi dei risultati ottenuti si può osservare che gli elementi principali non sono verificati per l'azione sismica di progetto previsto dalla normativa vigente. Per l'elemento trave maggiormente sollecitato si è ottenuto un coefficiente di verifica pari a 1,52; per l'elemento pilastro maggiormente sollecitato si è ottenuto un coefficiente di verifica pari a 1,47. Per tale sisma anche i nodi non confinati risultano non verificati con un valore massimo pari a 2,89 ottenuto per il nodo 55.

Riducendo l'azione sismica le strutture principali (travi e pilastri) risultano verificate per un sisma con intensità pari al 79,5% del sisma di progetto, mentre i nodi risultano verificati per un sisma con intensità pari al 62% del sisma di progetto.

Si riporta a seguire la verifica degli elementi principali con sisma ridotto al 62%.

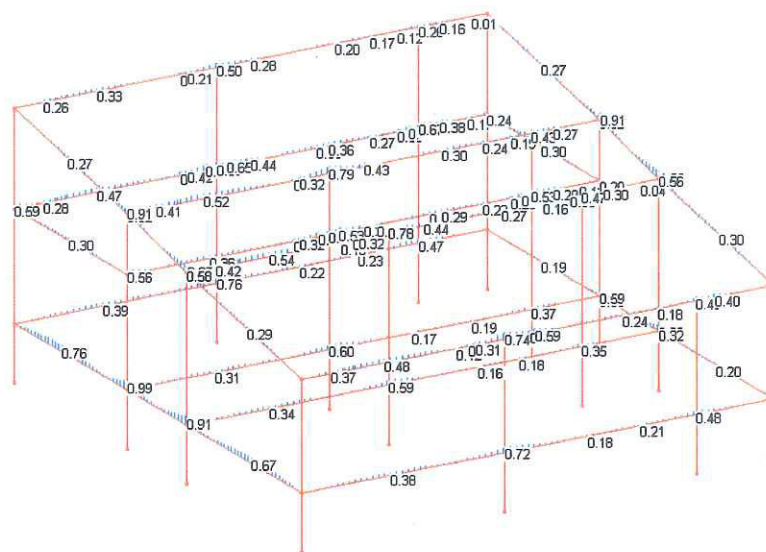


Figura 77 - Verifica travi - Sollecitazione NM - Sisma ridotto 79.5%

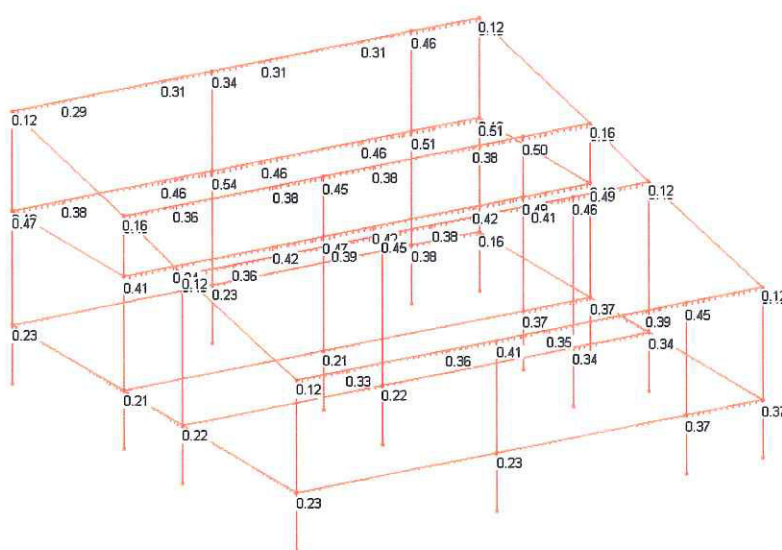


Figura 78 - Verifica travi - Sollecitazione T12 e T13 - Sisma ridotto 79.5%



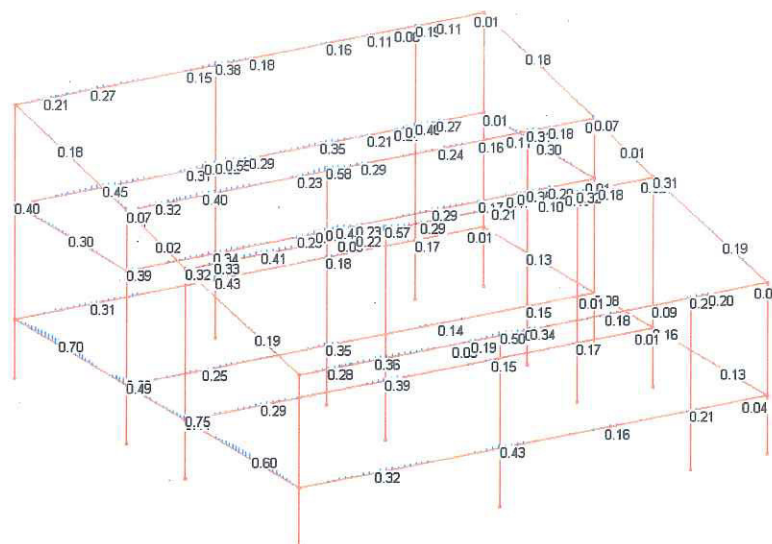


Figura 79 - Verifica pilastri - Sollecitazione NM - Sisma ridotto 79.5%

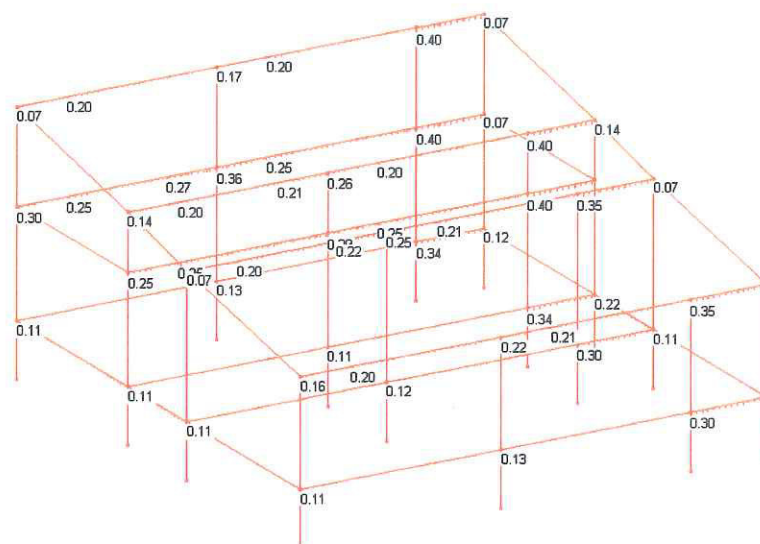


Figura 80 - Verifica pilastri - Sollecitazione T12 e T13 - Sisma ridotto 79.5%

Nei tabulati riportati negli allegati alla presente relazione sono contenuti gli input e gli output del modello definito con il sisma ridotto.



### 8.1.6. REFETTORIO

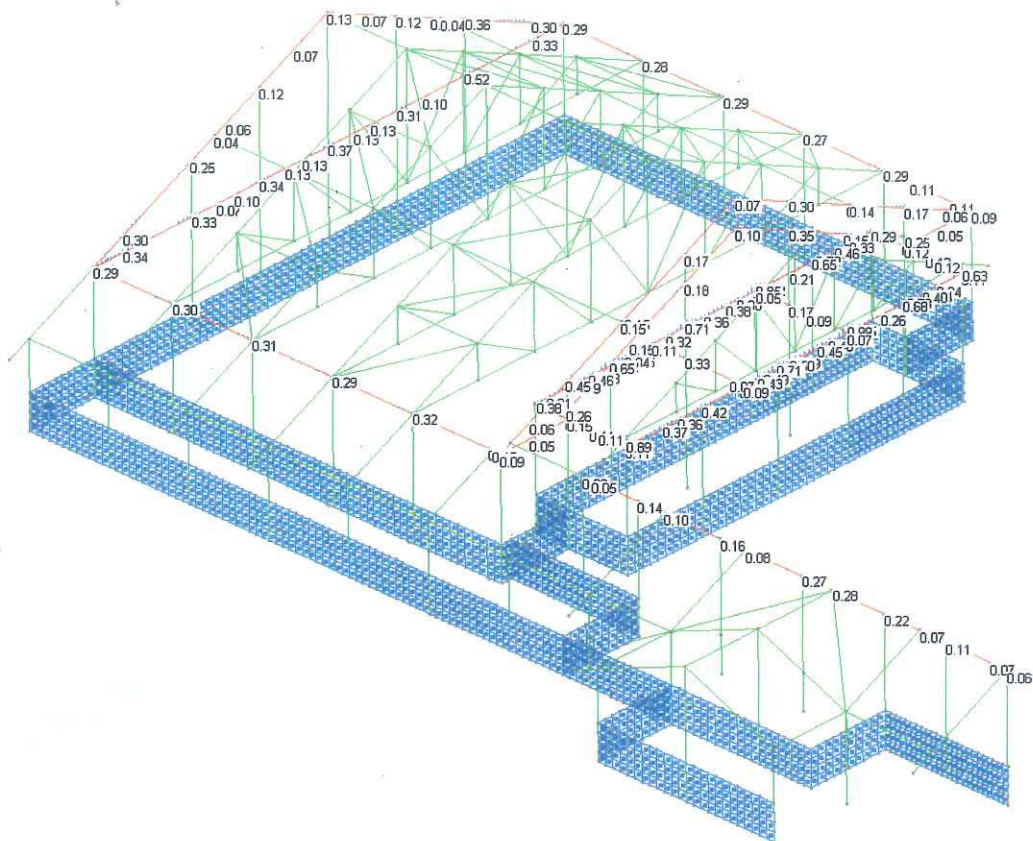


Figura 81 - Verifica SLV delle travi in c.a. – Sollecitazioni NM

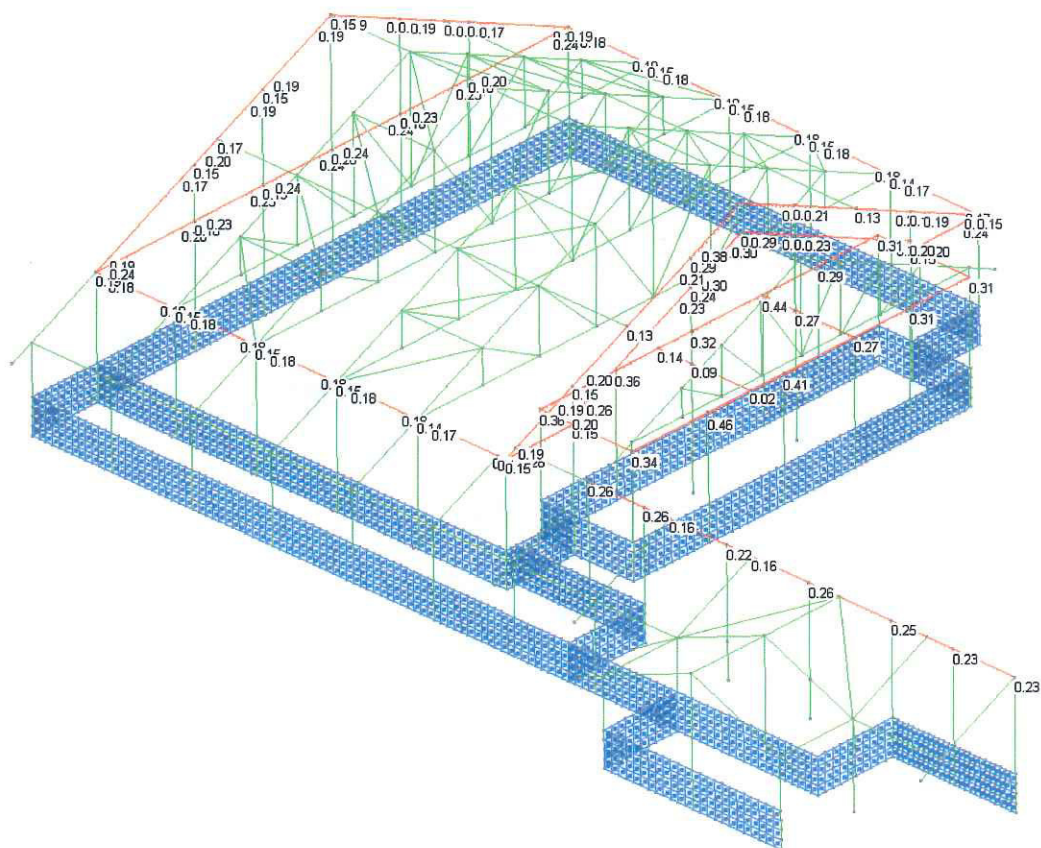


Figura 82 - Verifica SLV delle travi in c.a. – Sollecitazioni T12 e T13

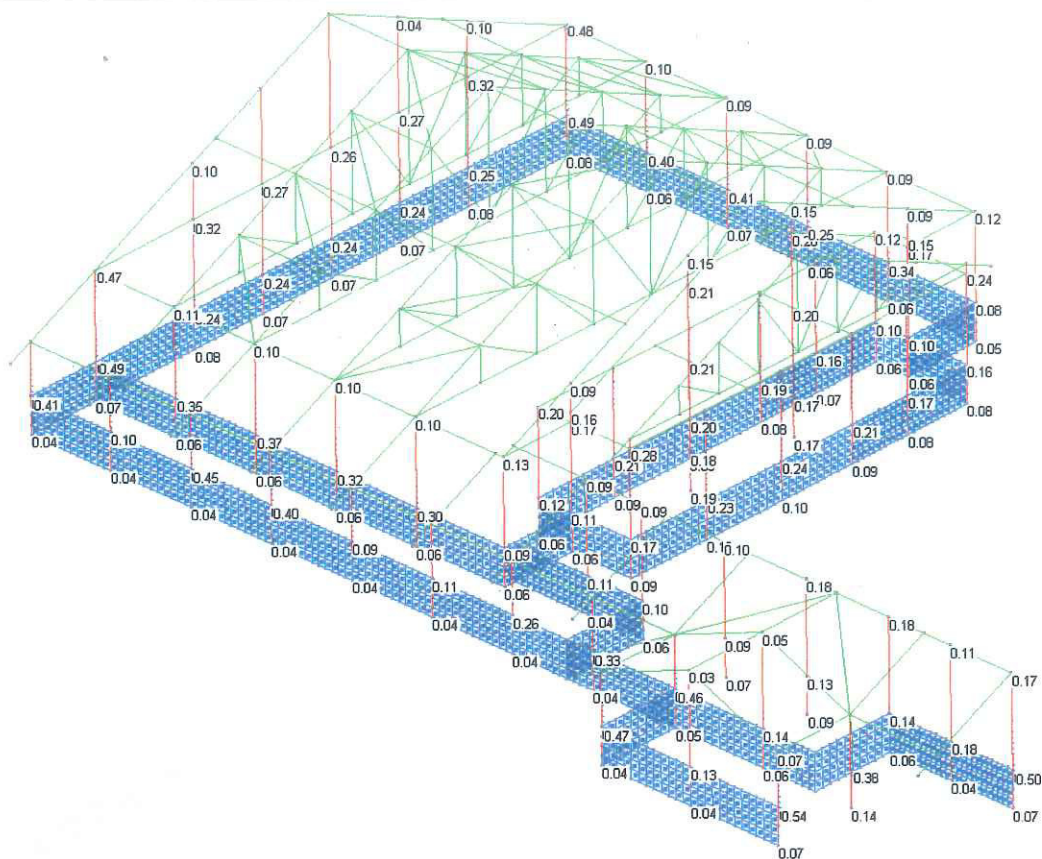


Figura 84 - Verifica SLV dei pilastri – Sollecitazioni T12 e T13



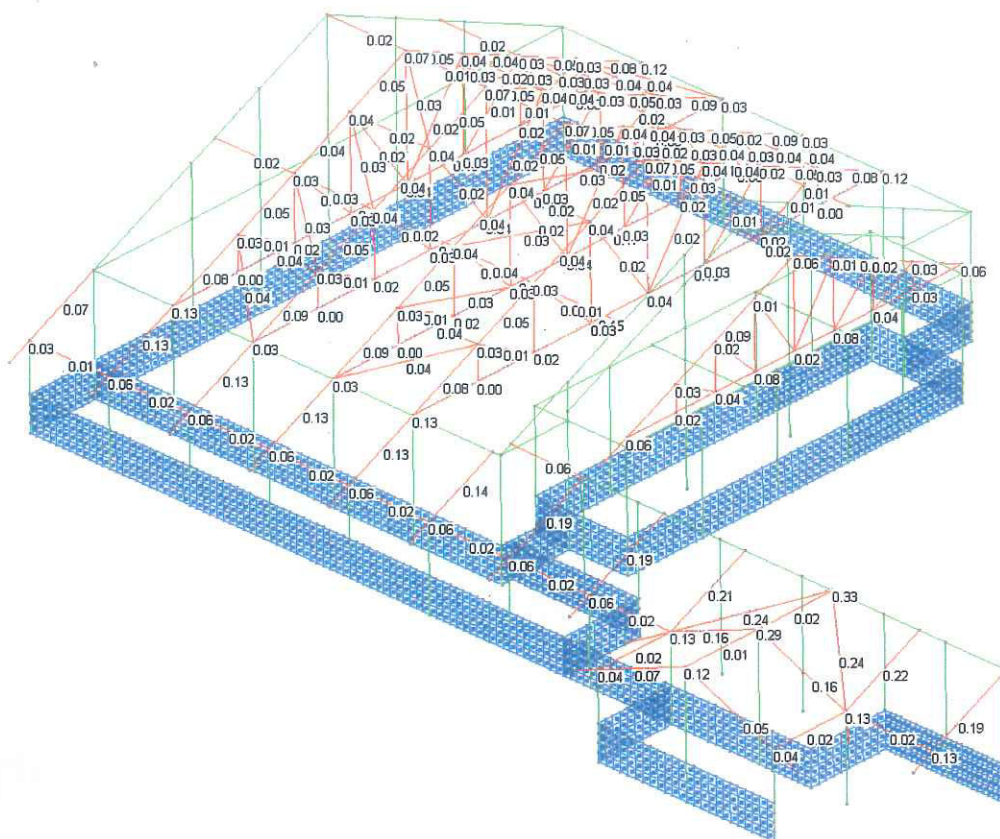


Figura 85 - Verifica legno – Azioni istantanee delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

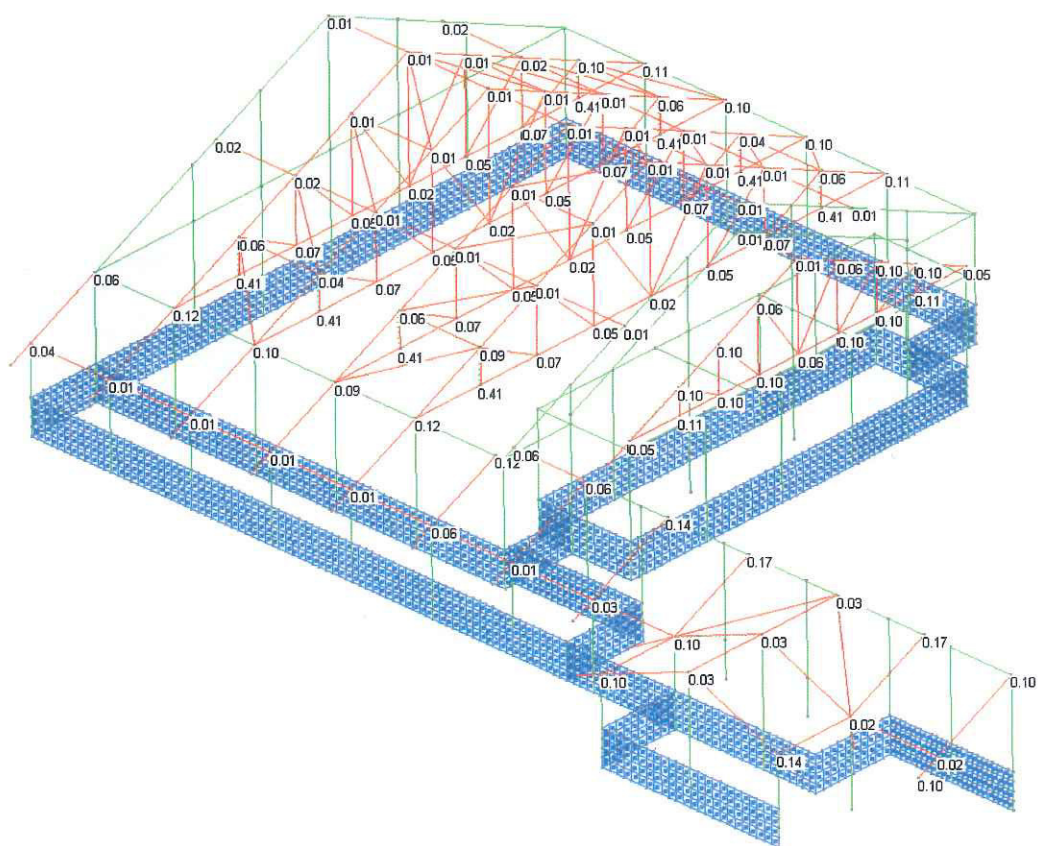


Figura 86 - Verifica legno – Azioni istantanee delle travi di copertura – Sollecitazioni T12 e T13



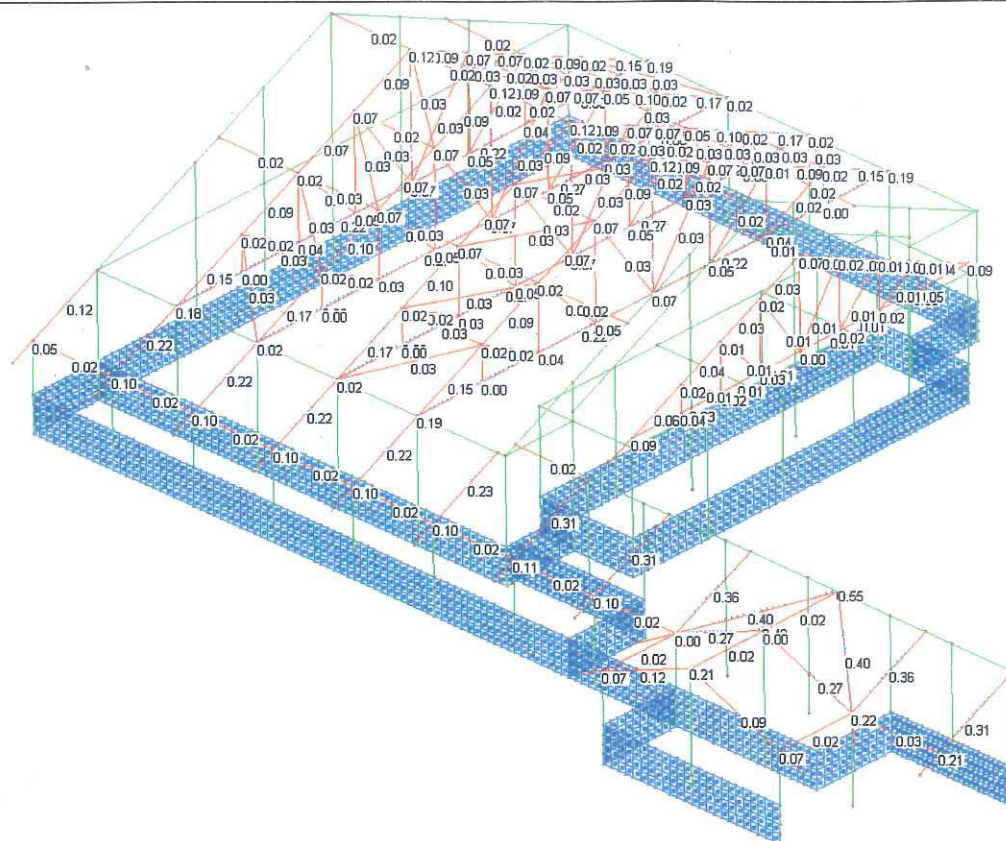


Figura 87 - Verifica legno – Azioni permanenti delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

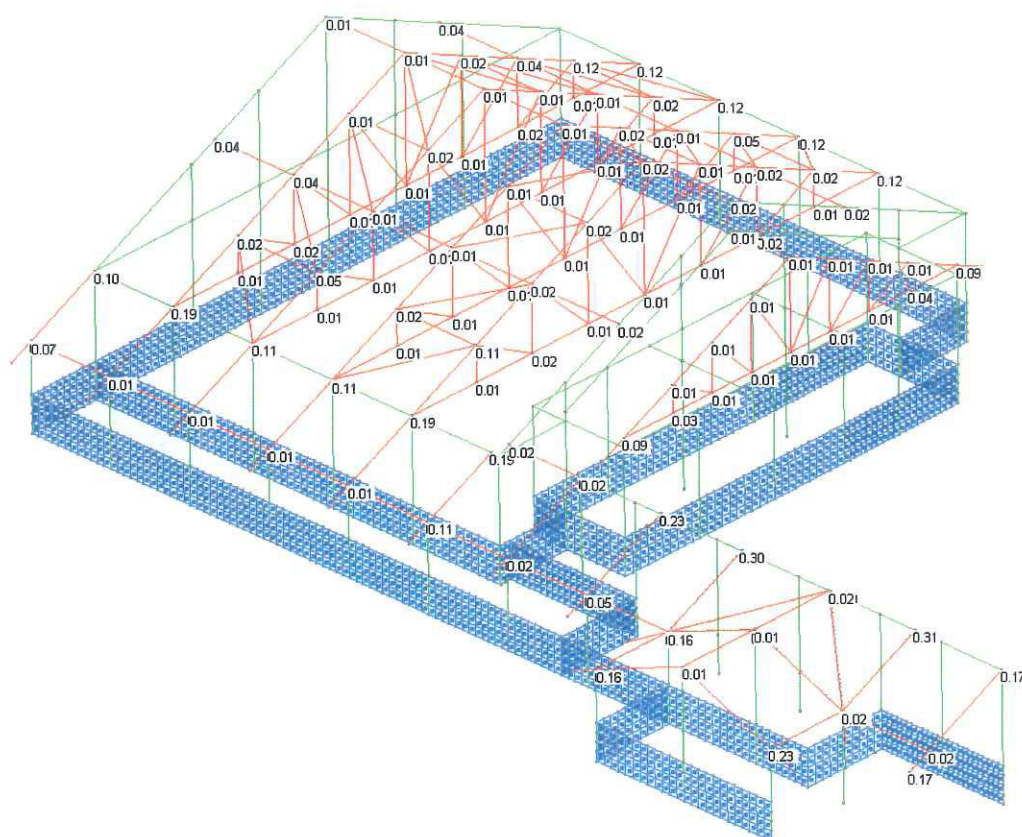


Figura 88 - Verifica legno – Azioni permanenti delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV\_X dir. X

PT	Ag=	750.00	cmq
pil 30x50	b	25.00	cm
	h	30.00	cm
Trave PT	d	35.00	cm
PT	Ag=	1 250.00	cmq
pil 50x50	b	25.00	cm
	h	50.00	cm
Trave PT	d	35.00	cm
PT	Ag=	625.00	cmq
pil 25x25	b	25.00	cm
	h	25.00	cm
Trave PT	d	35.00	cm

fcm	16.00	MPa
FC	1.20	
γm	1.50	

fcm/(FC*γm)	8.89	MPa
-------------	------	-----

0.3√f<sub>cm</sub> 0.89 MPa

0.5f<sub>cm</sub> 4.44 MPa

$$\sigma_{tr} = \frac{N}{2A_s} + \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.3\sqrt{f_{cm}}$$

$$\sigma_{co} = \frac{N}{2A_s} + \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.5f_{cm}$$

Nodo Sap	Sforzo normale		Taglio		Verifica		Verifica		Verifica		Verifica	
	N [kN]	N/2Ag [Mpa]	V [taglio] [Mpa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [Mpa]	s Trazione [Mpa]	Ratio	s Compressione [Mpa]	Ratio	
RRIFI												
54	-23.73	0.09	8.128	-0.49	1.56	6.57	0.06	0.02	0.02	V	0.21	0.05
54	-57.991	0.23	-7.517	-0.6374	2.02	5.49	0.05	0.01	0.01	V	0.47	0.11
56	-30.015	0.12	8.147	-0.7297	2.32	5.83	0.05	0.01	0.01	V	0.25	0.06
56	-62.828	0.25	-7.938	0.308	0.98	6.96	0.06	0.01	0.01	V	0.51	0.11
58	-30.377	0.12	8.152	0.288	0.91	7.24	0.06	0.02	0.02	V	0.26	0.06
58	-62.209	0.25	-7.880	-0.7609	2.42	5.46	0.05	0.00	0.01	V	0.50	0.11
60	-23.846	0.10	7.238	1.1763	3.73	3.50	0.03	0.00	0.01	V	0.20	0.04
60	-59.114	0.24	-7.711	-0.0877	0.28	7.43	0.07	0.01	0.01	V	0.48	0.11
62	-12.931	0.09	1.457	2.3032	7.31	5.85	0.08	0.03	0.03	V	0.20	0.05
62	-19.927	0.13	1.076	-6.63	21.05	19.97	0.27	0.16	0.18	V	0.43	0.10
64	-20.208	0.13	2.744	-3.9446	12.52	9.78	0.13	0.05	0.06	V	0.32	0.07
64	-31.95	0.21	-2.039	6.6382	21.07	19.03	0.25	0.12	0.13	V	0.54	0.12
76	-21.51	0.14	3.131	-4.3096	13.68	10.55	0.14	0.06	0.06	V	0.34	0.08
76	-33.584	0.22	-2.422	6.9874	22.18	19.76	0.26	0.12	0.14	V	0.57	0.13
66	-26.257	0.11	8.965	-0.6338	2.01	6.95	0.06	0.01	0.02	V	0.22	0.05
66	-60.16	0.24	-8.301	-0.495	1.57	6.73	0.05	0.01	0.01	V	0.49	0.11
68	-32.633	0.13	9.016	-0.6488	2.06	6.96	0.06	0.01	0.01	V	0.27	0.06
68	-65.2	0.26	-8.739	0.2283	0.72	8.01	0.06	0.01	0.01	V	0.53	0.12
70	-32.893	0.13	9.064	0.1421	0.45	8.61	0.07	0.02	0.02	V	0.28	0.06
70	-64.636	0.26	-8.729	-0.6561	2.08	6.65	0.05	0.01	0.01	V	0.52	0.12
72	-26.514	0.11	8.203	1.3621	4.32	3.88	0.03	0.00	0.00	V	0.22	0.05
72	-61.588	0.25	-8.761	0.1054	0.33	8.43	0.07	0.01	0.01	V	0.50	0.11
74	-14.486	0.10	1.929	2.5775	8.18	6.25	0.08	0.03	0.03	V	0.22	0.05
74	-22.272	0.15	-3.309	-7.8633	24.96	21.65	0.29	0.18	0.20	V	0.47	0.11
25	-10.186	0.08	0.827	-1.3788	4.38	3.55	0.06	0.02	0.02	V	0.18	0.04
25	-11.842	0.09	-1.144	1.6479	5.23	4.09	0.07	0.02	0.02	V	0.21	0.05
29	-11.47	0.09	0.846	0.686	2.21	1.36	0.02	0.00	0.00	V	0.19	0.04
29	-12.732	0.10	-0.800	0.0467	0.15	0.65	0.01	0.00	0.00	V	0.20	0.05
30	-17.557	0.14	0.594	0.1125	0.36	0.24	0.00	0.00	0.00	V	0.28	0.06
30	-19.375	0.16	-1.142	-0.2406	0.76	0.38	0.01	0.00	0.00	V	0.31	0.07
31	-13.722	0.11	1.251	0.6518	2.07	0.82	0.01	0.00	0.00	V	0.22	0.05
31	-15.511	0.12	-0.769	0.7657	2.43	1.66	0.03	0.00	0.00	V	0.25	0.06
32	-7.434	0.06	0.904	-0.8955	2.65	1.75	0.03	0.01	0.01	V	0.13	0.03
32	-9.217	0.07	-0.935	-0.3392	1.08	0.14	0.00	0.00	0.00	V	0.15	0.03
33	-4.19	0.03	0.928	-3.0642	9.73	8.80	0.14	0.11	0.12	V	0.18	0.04
33	-6.483	0.05	-0.737	-3.2658	10.37	9.63	0.15	0.11	0.12	V	0.21	0.05
34	-4.281	0.03	0.770	1.2953	4.11	3.34	0.05	0.03	0.03	V	0.10	0.02
34	0	-	-0.884	-1.8192	5.78	4.89	0.08	0.08	0.09	V	0.08	0.02
PT - solaio												
140	-25.442	0.20	0.128	-0.1102	0.35	0.22	0.00	0.00	0.00	V	0.41	0.09
140	-30.339	0.24	-0.152	0.7617	2.42	2.27	0.04	0.00	0.00	V	0.49	0.11
172	-45.472	0.36	0.225	-0.4964	1.58	1.35	0.02	0.00	0.00	V	0.73	0.16
172	-52.06	0.42	-0.226	1.2918	4.10	3.87	0.06	0.00	0.01	V	0.84	0.19
176	-20.195	0.16	0.191	-0.2035	0.65	0.46	0.01	0.00	0.00	V	0.32	0.07
176	-25.186	0.20	-0.078	0.5836	1.85	1.77	0.03	0.00	0.00	V	0.40	0.09
184	-57.673	0.46	0.064	-0.016	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00	V	0.92	0.21
184	-60.13	0.48	-0.356	-1.6394	5.20	4.85	0.08	0.01	0.01	V	0.97	0.22
203	-59.996	0.48	2.008	2.2388	7.11	5.10	0.08	0.01	0.01	V	0.97	0.22
203	-63.966	0.51	-1.554	0.4407	1.40	0.15	0.00	0.00	0.00	V	1.02	0.23
1	-44.29	0.35	5.320	-4.4269	14.05	8.73	0.14	0.03	0.03	V	0.74	0.17
1	-47.245	0.38	-5.075	-10.4707	33.24	28.17	0.45	0.21	0.24	V	0.97	0.22
2	-44.645	0.36	5.366	2.2171	7.04	1.67	0.03	0.00	0.00	V	0.72	0.16
2	-47.879	0.38	-5.504	-1.0587	3.36	2.14	0.03	0.00	0.00	V	0.77	0.17
204	-49.375	0.40	6.143	2.2652	7.19	1.05	0.02	0.00	0.00	V	0.79	0.18
204	-51.931	0.42	-5.720	0.2718	0.86	4.86	0.08	0.01	0.01	V	0.84	0.19
178	-14.327	0.11	2.210	0.268	0.85	1.36	0.02	0.00	0.00	V	0.23	0.05
178	-14.598	0.12	-2.232	-1.6739	5.31	3.08	0.05	0.01	0.01	V	0.24	0.05
188	-14.481	0.12	2.209	0.4011	1.27	0.94	0.01	0.00	0.00	V	0.23	0.05
188	-14.751	0.12	-2.231	-1.6165	5.13	2.90	0.05	0.01	0.01	V	0.24	0.06

Figura 89 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_X travi direzione X



PT	Ag=	1 500,00	cmq
P11 50x30	b	30,00	cm
	h	50,00	cm
	d	35,00	cm
Trave PT	Ag=	900,00	cmq
PT P11 30x30	b	30,00	cm
	h	30,00	cm
	d	35,00	cm
Trave PT	Ag=	750,00	cmq
	b	30,00	cm
	h	25,00	cm
Trave PT	d	35,00	cm
	Ag=	625,00	cmq
	b	25,00	cm
P11 25x25	d	25,00	cm
	h	19,00	cm
	d	19,00	cm
Trave PT	Ag=	1 500,00	cmq
	b	30,00	cm
	h	50,00	cm
Trave P1	d	35,00	cm
	Ag=	900,00	cmq
	b	30,00	cm
P11 30x30	h	30,00	cm
	d	35,00	cm
	d	35,00	cm
fc <sub>m</sub>		19,00	MPa
f <sub>c</sub>		1,20	
γ <sub>m</sub>		1,50	
f <sub>cd</sub> =f <sub>c</sub> /(f <sub>c</sub> γ <sub>m</sub> )		10,56	MPa

**Compressione:**  $\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{2A_0} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_0}\right)^2 + \left(\frac{Y_0}{A_0}\right)^2} = 0,54$

Nodo Sap	Sforzo normale		Taglio				Verifica						
	N [kN]	N/2Ag [MPa]	V(taglio) [MPa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [MPa]	s Trazione [MPa]	Ratio	s Compressione [MPa]	Ratio		
Travata posteriore PT													
64	-14.854	0.05	18.958	9.8556	25.34	6.38	0.04	0.02	0.02	V	0.11	0.02	V
64	-37.304	0.12	-10.849	-31.5787	81.20	70.35	0.47	0.36	0.37	V	0.61	0.12	V
76	-16.853	0.06	10.998	10.1534	26.11	15.11	0.10	0.06	0.06	V	0.17	0.03	V
76	-38.241	0.13	-18.931	-31.3741	80.68	61.75	0.41	0.30	0.31	V	0.56	0.11	V
348	-20.187	0.11	0.175	-0.0668	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	V	0.22	0.04	V
348	-21.344	0.12	-0.177	-0.0212	0.05	0.17	0.00	0.00	0.00	V	0.24	0.04	V
349	-16.971	0.09	2.613	0.4843	1.25	0.37	0.02	0.00	0.00	V	0.19	0.04	V
349	-26.862	0.15	1.138	-5.5798	14.35	13.21	0.15	0.06	0.06	V	0.36	0.07	V
350	-19.975	0.11	0.237	0.1154	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00	V	0.22	0.04	V
350	-22.225	0.12	-0.524	0.7951	2.04	1.52	0.02	0.00	0.00	V	0.25	0.05	V
351	-20.016	0.11	0.507	-0.1854	0.48	0.03	0.00	0.00	0.00	V	0.22	0.04	V
351	-22.197	0.12	-0.23	-0.8932	2.30	2.07	0.02	0.00	0.00	V	0.25	0.05	V
352	-16.936	0.09	-1.119	-8.9571	23.03	21.91	0.24	0.17	0.17	V	0.36	0.07	V
352	-26.822	0.15	-2.608	7.0151	18.04	15.43	0.17	0.08	0.08	V	0.38	0.07	V
Travata posteriore P1													
87	-12.306	0.07	2.613	-0.5716	1.47	1.14	0.01	0.00	0.00	V	0.14	0.03	V
87	-22.186	0.12	1.138	-3.412	8.77	7.64	0.08	0.03	0.03	V	0.27	0.05	V
90	-12.271	0.07	-1.119	0.5489	1.41	0.30	0.00	0.00	0.00	V	0.14	0.03	V
90	-22.157	0.12	-2.608	3.3949	8.73	6.12	0.07	0.02	0.02	V	0.26	0.05	V
88	-12.064	0.07	0.237	0.6132	1.58	1.34	0.01	0.00	0.00	V	0.14	0.03	V
88	-14.314	0.08	-0.524	-0.1453	0.37	0.15	0.00	0.00	0.00	V	0.16	0.03	V
89	-12.105	0.07	0.507	-0.5791	1.49	0.98	0.01	0.00	0.00	V	0.14	0.03	V
89	-14.286	0.08	-0.23	0.1222	0.31	0.08	0.00	0.00	0.00	V	0.16	0.03	V
82	-9.03	0.05	0.175	0.0609	0.16	0.02	0.00	0.00	0.00	V	0.10	0.02	V
82	-10.188	0.06	-0.177	-0.0574	0.15	0.03	0.00	0.00	0.00	V	0.11	0.02	V
Travata anteriore PT													
74	-13.489	0.04	-0.655	-2.7973	7.19	6.54	0.04	0.02	0.02	V	0.11	0.02	V
74	-23.27	0.08	-1.623	-4.0823	10.50	8.87	0.06	0.02	0.02	V	0.18	0.03	V
62	-12.066	0.04	1.731	-3.1267	8.04	6.31	0.03	0.02	0.02	V	0.10	0.02	V
62	-20.791	0.07	0.802	-4.3663	11.23	10.43	0.07	0.03	0.03	V	0.17	0.03	V
204	-47.888	0.16	-14.22	-3.268	8.40	5.82	0.04	0.00	0.00	V	0.32	0.06	V
204	-53.418	0.18	-27.461	-4.4004	11.32	16.15	0.11	0.03	0.03	V	0.39	0.07	V
203	-46.805	0.16	25.378	2.6801	6.89	18.49	0.12	0.04	0.04	V	0.35	0.07	V
203	-51.875	0.17	12.526	3.746	9.63	7.89	0.02	0.00	0.00	V	0.35	0.07	V
Travata anteriore reticolare bassa													
321	-29.276	0.20	-13.223	14.4923	37.27	24.04	0.32	0.18	0.18	V	0.57	0.11	V
321	-32.08	0.21	-15.407	15.0757	38.77	23.36	0.31	0.16	0.17	V	0.59	0.11	V
323	-28.384	0.19	13.669	-14.6699	36.43	22.76	0.30	0.17	0.17	V	0.55	0.10	V
323	-31.005	0.21	11.763	-14.7278	37.87	26.11	0.35	0.20	0.20	V	0.61	0.12	V
324	-14.976	0.10	7.532	-5.8562	15.06	7.22	0.04	0.04	0.04	V	0.20	0.04	V
324	-17.159	0.11	6.533	-5.4937	14.13	7.59	0.10	0.04	0.04	V	0.27	0.05	V
325	-15.176	0.10	-6.25	5.0785	13.06	6.81	0.09	0.03	0.04	V	0.24	0.04	V
325	-17.519	0.12	-7.432	4.7498	12.21	4.78	0.06	0.02	0.02	V	0.25	0.05	V
Travata anteriore reticolare alta													
199	-25.227	0.17	-13.223	6.141	15.79	2.57	0.03	0.00	0.00	V	0.34	0.06	V
199	-28.031	0.19	-15.407	8.3364	21.44	6.03	0.08	0.02	0.02	V	0.39	0.07	V
200	-24.335	0.16	13.669	-5.8177	14.96	1.29	0.02	0.00	0.00	V	0.33	0.06	V
200	-26.956	0.18	11.763	-7.7843	20.02	8.25	0.01	0.03	0.03	V	0.39	0.07	V
201	-12.952	0.09	7.84	-3.5598	9.15	1.31	0.02	0.00	0.00	V	0.17	0.03	V
201	-15.135	0.10	6.533	-4.0058	10.30	3.77	0.05	0.01	0.01	V	0.21	0.04	V
202	-13.152	0.09	-6.25	3.3343	8.57	2.32	0.03	0.01	0.01	V	0.18	0.03	V
202	-15.494	0.10	-7.432	3.7792	9.72	2.29	0.03	0.00	0.00	V	0.21	0.04	V
Solai basso													
178	-14.12	0.11	-23.247	-13.2103	62.58	39.33	0.63	0.53	0.54	V	0.75	0.14	V
178	-14.805	0.12	-26.818	-13.675	64.78	37.96	0.61	0.50	0.51	V	0.74	0.14	V
188	-14.258	0.11	26.853	9.2647	43.89	17.03	0.27	0.18	0.19	V	0.41	0.08	V
188	-14.974	0.12	23.212	9.7481	46.18	22.96	0.37	0.27	0.27	V	0.51	0.10	V
140	-26.885	0.22	-2.144	-10.2833	48.71	46.57	0.75	0.56	0.57	V	0.99	0.19	V
140	-28.896	0.23	-2.247	-10.4665	49.58	47.33	0.76	0.56	0.58	V	1.02	0.19	V
168	-56.841	0.45	0.642	1.459	6.91	6.27	0.10	0.01	0.01	V	0.92	0.17	V
168	-57.757	0.46	0.495	1.2206	5.78	5.29	0.08	0.01	0.01	V	0.93	0.18	V
170	-52.225	0.42	-0.126	-0.6136	2.91	1.78	0.04	0.00	0.00	V	0.84	0.16	V
170	-53.529	0.43	-0.276	-0.3461	1.64	1.26	0.05	0.00	0.00	V	0.86	0.16	V
172	-47.586	0.38	0.637	1.923	9.11	8.47	0.14	0.02	0.02	V	0.76	0.15	V
172	-49.946	0.40	0.569	1.9808	9.38	8.81	0.14	0.02	0.02	V	0.82	0.16	V
174	-44.792	0.36	-0.398	-1.0278	4.87	4.47	0.07	0.01	0.01	V	0.72	0.14	V
174	-44.91	0.36	-0.461	-1.0274	4.87	4.41	0.07	0.01	0.01	V	0.73	0.14	V
176	-21.557	0.17	1.388	6.2479	29.60	28.21	0.45	0.31	0.32	V	0.66	0.12	V
176	-23.823	0.19	1.298	6.3786	30.21	28.92	0.46	0.31	0.32	V	0.69	0.13	V
180	-65.086	0.52	0.127	0.21	0.99	0.87	0.01	0.00	0.00	V	1.04	0.20	V
180	-65.83	0.53	0.035	0.1526	0.72	0.69	0.01	0.00	0.00	V	1.05	0.20	V
182	-67.686	0.54	0.087	0.0159	0.08	0.01	0.00	0.00	0.00	V	1.08	0.21	V
182	-68.327	0.55	-0.013	0.1491	0.71	0.69	0.01	0.00	0.00	V	1.09	0.21	V
184	-58.427	0.47	0.757	2.1406	10.14	9.38	0.15	0.02	0.02	V	0.96	0.18	V
184	-59.377	0.48	0.702	2.1153	10.20	9.50	0.15	0.02	0.02	V	0.97	0.18	V
186	-47.601	0.38	0.169	-0.6980	3.21	3.06	0.05	0.00	0.00	V	0.76	0.14	V
186	-47.993	0.38	-0.331	-0.7388	3.59	3.17	0.05	0.00	0.00	V	0.77	0.15	V

Figura 90 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV Y travi direzione Y



Dall'analisi dei risultati ottenuti si può osservare che gli elementi principali ed i nodi non confinati sono in grado di resistere al 100% del sisma di progetto previsto dalla normativa vigente

## 8.2. VERIFICA SCUOLA REMMERT

### 8.2.1. NUCLEO ORIGINARIO E AMPLIAMENTI

La verifica delle strutture in muratura sono state condotte con codice di calcolo "3Muri".

La struttura così come conformata attualmente non è in grado di resistere ad un'azione sismica seppur di lieve entità. Le criticità maggiori si riscontrano nelle porzioni di edificio costituenti l'ampliamento del nucleo originare. Tali porzioni di fabbricato risultano scollegate dal nucleo originario al piano terra e al piano primo da un giunto strutturale e sono state costruite realizzando le sole pareti perimetrali e la parete di spina centrale. I due ampliamenti non presentano pertanto un comportamento scatolare che è un requisito indispensabile nelle strutture in muratura per poter resistere alle azioni sismiche.

Per poter valutare la capacità sismica della struttura si è pertanto schematizzato un collegamento a livello dei solai tra le due strutture. Questa schematizzazione permette di definire un telaio equivalente necessario a svolgere l'analisi.

Si riporta a seguire la tabella riassuntiva dei risultati delle analisi sismiche svolte.

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	$\alpha$ SLV	$\alpha$ SLD	$\alpha$ SLO
1	+X	Masse	0.0	2.089	4.403	5.335
2	+X	1° modo	0.0	1.889	3.982	4.824
3	-X	Masse	0.0	1.900	3.660	4.434
4	-X	1° modo	0.0	1.374	2.652	3.213
5	+Y	Masse	0.0	1.589	3.109	3.753
6	+Y	1° modo	0.0	1.358	2.863	3.468
7	-Y	Masse	0.0	1.911	3.720	4.481
8	-Y	1° modo	0.0	2.215	4.244	5.142
9	+X	Masse	197.5	2.308	4.479	5.426
10	+X	Masse	-197.5	2.176	4.383	5.310
11	+X	1° modo	197.5	1.867	3.935	4.768
12	+X	1° modo	-197.5	1.955	4.122	4.994
13	-X	Masse	197.5	1.913	3.898	4.723
14	-X	Masse	-197.5	1.956	3.840	4.652
15	-X	1° modo	197.5	1.397	2.713	3.287
16	-X	1° modo	-197.5	1.395	2.719	3.294
17	+Y	Masse	362.5	1.115	1.712	2.023
18	+Y	Masse	-362.5	1.381	1.894	2.260
19	+Y	1° modo	362.5	1.009	2.085	2.526
20	+Y	1° modo	-362.5	1.179	2.486	3.012
21	-Y	Masse	362.5	1.429	2.740	3.251
22	-Y	Masse	-362.5	1.455	2.609	3.132
23	-Y	1° modo	362.5	1.334	2.768	3.353
24	-Y	1° modo	-362.5	1.977	3.479	4.215

Dall'analisi dei risultati emerge che la struttura risulta verificata per tutte le analisi svolte. Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto è pari a 1,09. (il coefficiente riportato nella tabella soprastante è dato dal rapporto Capacità/Domanda).

I risultati ottenuti sono basati sull'ipotesi che i due volumi di ampliamento siano strutturalmente collegati al nucleo centrale almeno a livello dei solai.

In fase di modellazione alcuni elementi strutturali (travi di copertura della palestra, architravi, dimensione aperture) che non erano compiutamente definiti negli elaborati strutturali di progetto sono stati schematizzati sulla base di un progetto simulato come previsto al capitolo 8 della Circolare applicativa del D.M. 14/01/2008.

Gli indici di vulnerabilità sono pertanto da ritenersi validi a seguito di ulteriori analisi che accertino la validità delle ipotesi assunte o della realizzazione di interventi di miglioramento strutturale da realizzare sul fabbricato che comportino il realizzarsi delle ipotesi di calcolo.



## 8.2.2. CORPO SPOGLIATOI PALESTRA

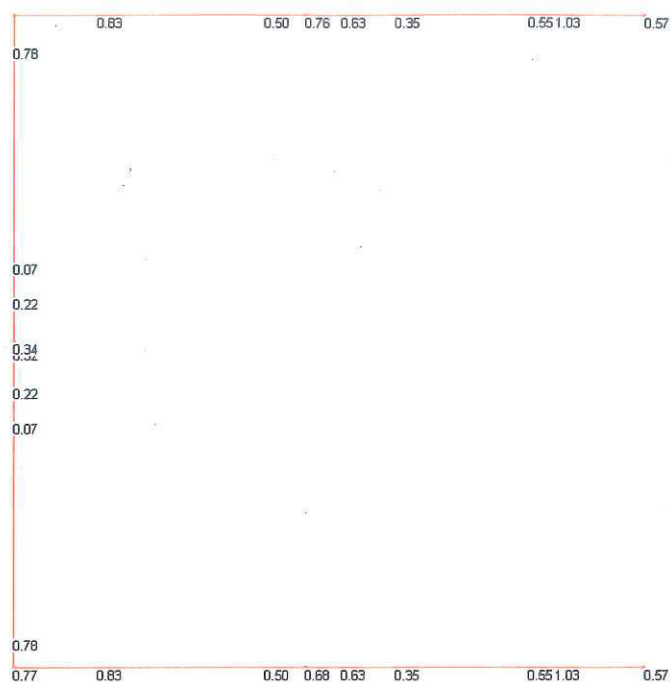


Figura 91 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni NM

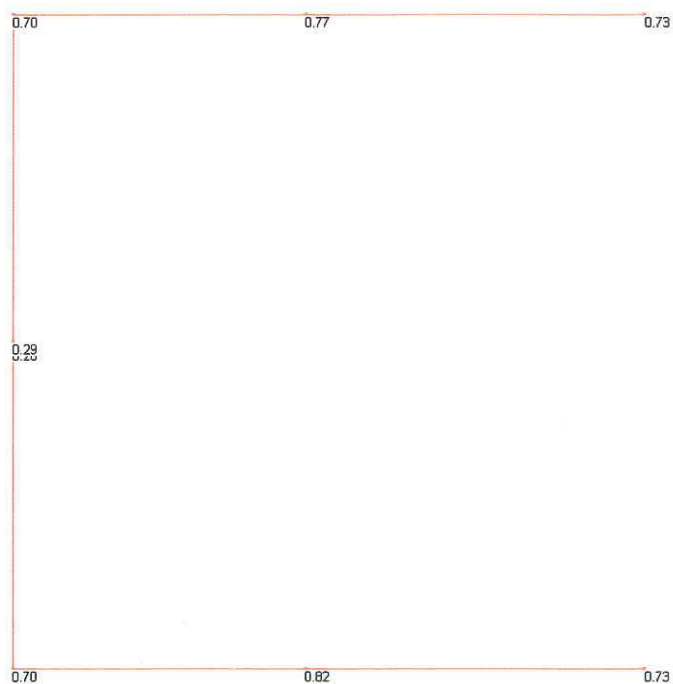


Figura 92 - Verifica SLV delle travi di copertura – Sollecitazioni T12 e T13

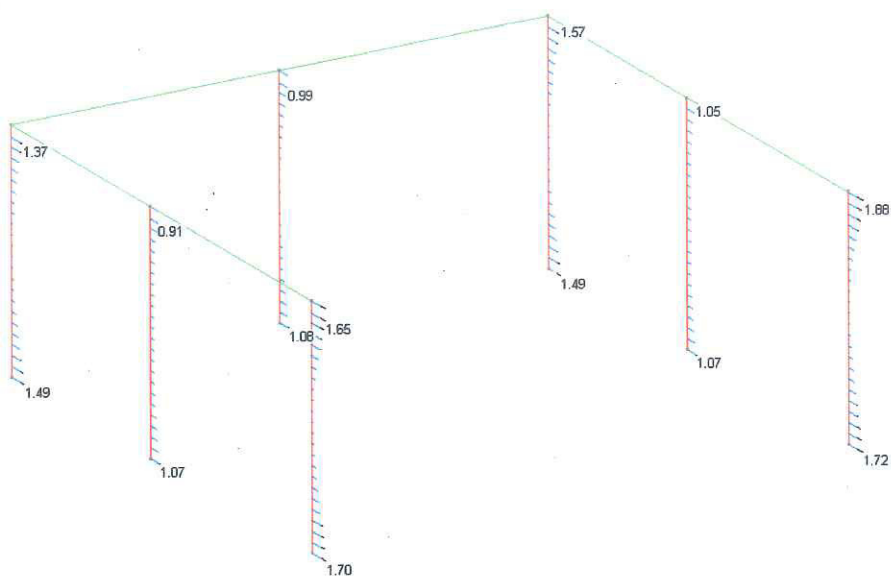


Figura 93 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni NM

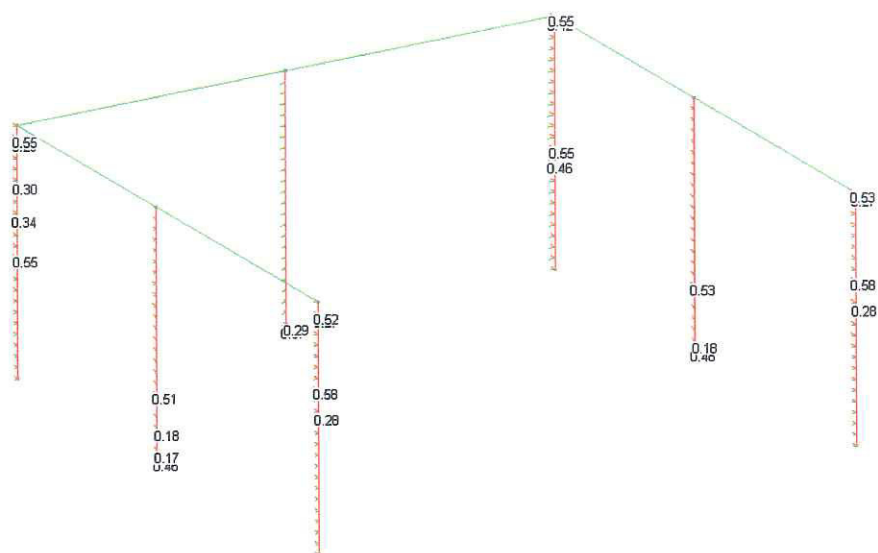


Figura 94 - Verifica SLV dei pilastri - Sollecitazioni T12 e T13

**VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV\_X dir. X**

Copertura	Ag=	1 225.00	cmq
	b	35.00	cm
	h	35.00	cm
Trave PT	d	85.00	cm
fcm		16.70	MPa
FC		1.20	
ym		1.50	
fcm/(FC*ym)		9.28	MPa

0.3√f<sub>cm</sub>

0.91 MPa

0.5f<sub>cm</sub>

4.64 MPa

Trazione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.1\sqrt{f_c}$

Compressione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.5f_c$

Nodo Sap	Sforzo normale		Taglio				Verifica			
	N [kN]	N/2Ag [MPa]	V(taglio) [MPa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [MPa]	s Trazione [MPa]	Ratio	s Compressione [MPa]
Copertura										
50	0	-	24.371	-63.3407	82.80	-58.43	0.48	0.48	0.52	0.48
50	0	-	-25.537	74.4174	97.28	-71.74	0.59	0.59	0.64	0.59
51	0	-	27.474	1.3998	1.83	25.64	0.21	0.21	0.23	0.21
51	0	-	-25.309	-5.2108	6.81	18.50	0.15	0.15	0.17	0.15
52	0	-	30.761	40.8127	53.35	-22.59	0.18	0.18	0.20	0.18
52	0	-	-19.49	-72.6628	94.98	-75.49	0.62	0.62	0.67	0.62
54	0	-	20.785	-55.5717	72.64	-51.86	0.42	0.42	0.46	0.42
54	0	-	-29.123	82.1865	107.43	-78.31	0.64	0.64	0.70	0.64

Figura 95 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_X travi direzione X

**VERIFICA DEI NODI NON CONFINATI - SLV\_X dir. X**

Copertura	Ag=	1 225.00	cmq
	b	35.00	cm
	h	35.00	cm
Trave PT	d	85.00	cm
fcm		16.70	MPa
FC		1.20	
ym		1.50	
fcm/(FC*ym)		9.28	MPa

0.3√f<sub>cm</sub>

0.91 MPa

0.5f<sub>cm</sub>

4.64 MPa

Trazione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.1\sqrt{f_c}$

Compressione  $\sigma_c = \frac{N}{2A_s} \sqrt{\frac{N}{2A_s} + \left(\frac{V}{A_s}\right)^2} \leq 0.5f_c$

Nodo Sap	Sforzo normale		Taglio				Verifica			
	N [kN]	N/2Ag [MPa]	V(taglio) [MPa]	M [kN]	V [kN] (trazione armatura)	Vtot [kN]	Vn/Ag [MPa]	s Trazione [MPa]	Ratio	s Compressione [MPa]
Copertura										
50	0	-	17.265	-37.5053	49.03	-31.76	0.26	0.26	0.28	0.26
50	0	-	-19.056	49.9374	65.28	-46.22	0.38	0.38	0.41	0.38
51	0	-	19.776	-1.3996	1.83	17.95	0.15	0.15	0.16	0.15
51	0	-	-18.261	-0.9195	1.20	17.06	0.14	0.14	0.15	0.14
52	0	-	23.483	25.7914	33.71	-10.23	0.08	0.08	0.09	0.08
52	0	-	-12.834	-56.2387	73.51	-60.68	0.50	0.50	0.54	0.50
54	0	-	14.305	-31.0917	40.64	-26.34	0.22	0.22	0.24	0.22
54	0	-	-22.017	56.351	73.66	-51.64	0.42	0.42	0.46	0.42

Figura 96 - Verifica nodi non confinati - Combinazione SLV\_Y travi direzione Y

Dall'analisi dei risultati ottenuti si può osservare che gli elementi principali non sono verificati per l'azione sismica con sisma di progetto previsto dalla normativa vigente. Per l'elemento trave maggiormente sollecitato si è ottenuto un coefficiente di verifica pari a 1,03. Per l'elemento pilastro maggiormente sollecitato si è ottenuto un coefficiente di verifica pari a 1,72. Per tale sisma i nodi risultano verificati.

Riducendo l'azione sismica le strutture principali trave-pilastro risultano verificate per un sisma con intensità pari al 53% del sisma di progetto come evidenziato dai seguenti immagini.



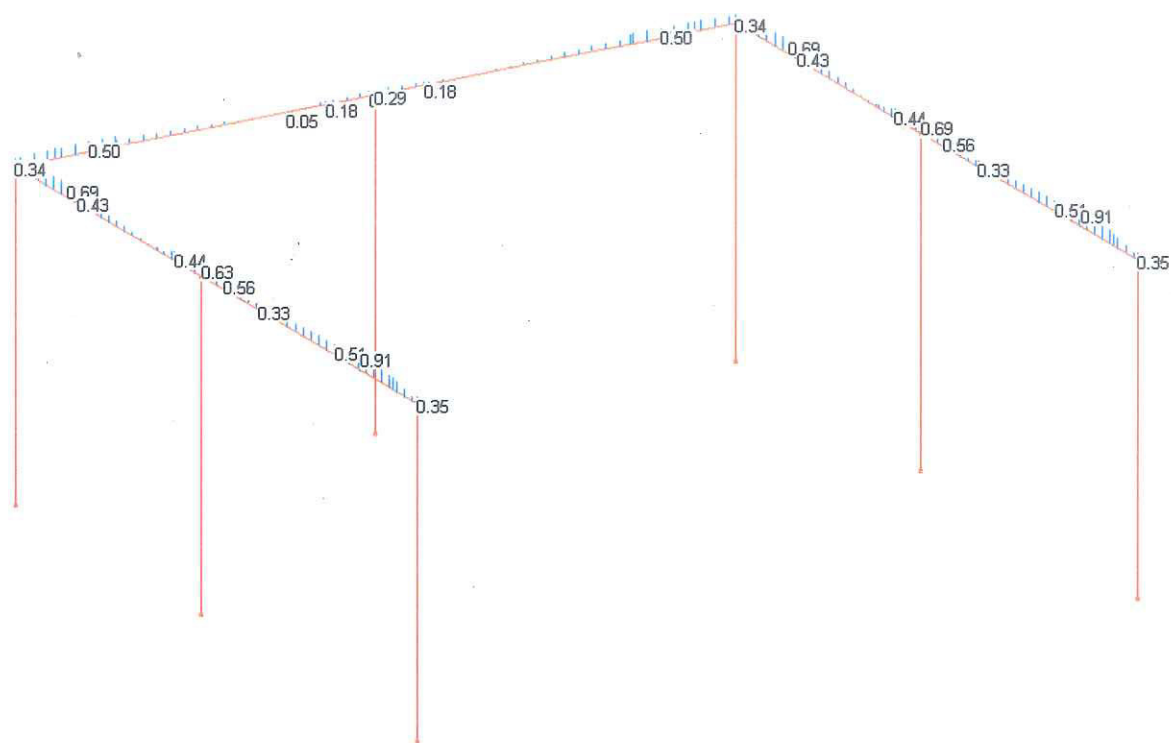


Figura 97 - Verifica travi - Sollecitazione NM - Sisma ridotto 55%

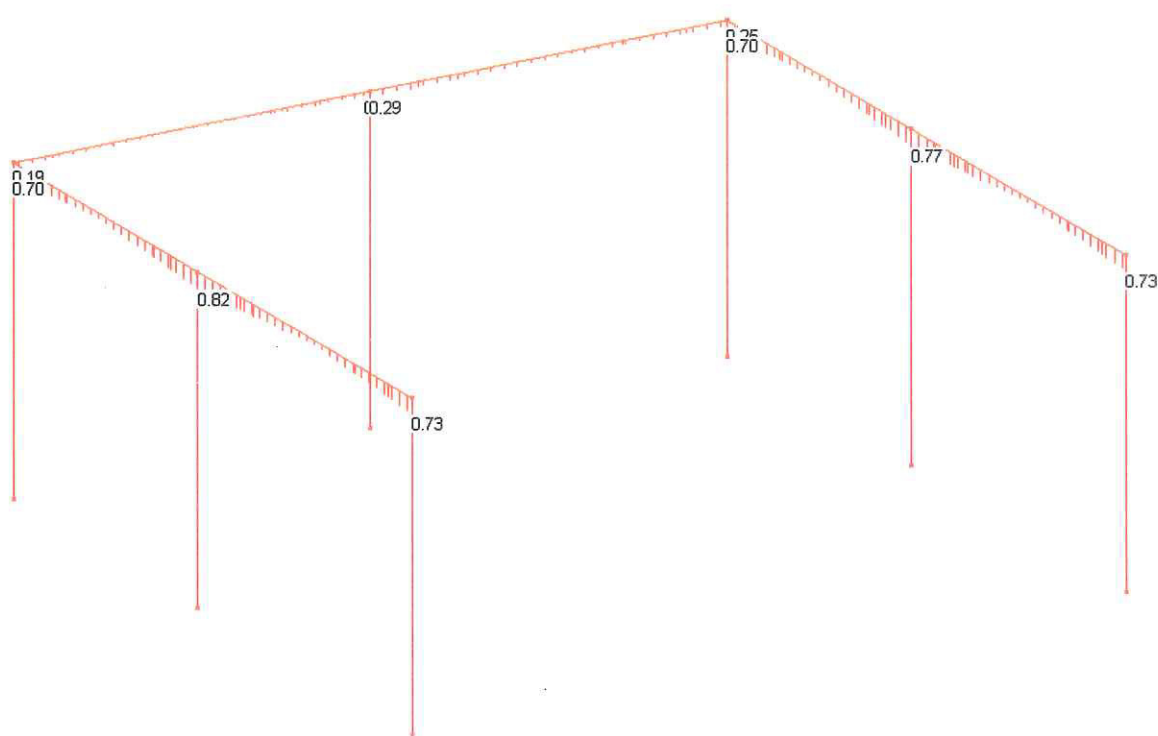


Figura 98 - Verifica travi - Sollecitazione T12 e T13 - Sisma ridotto 55%

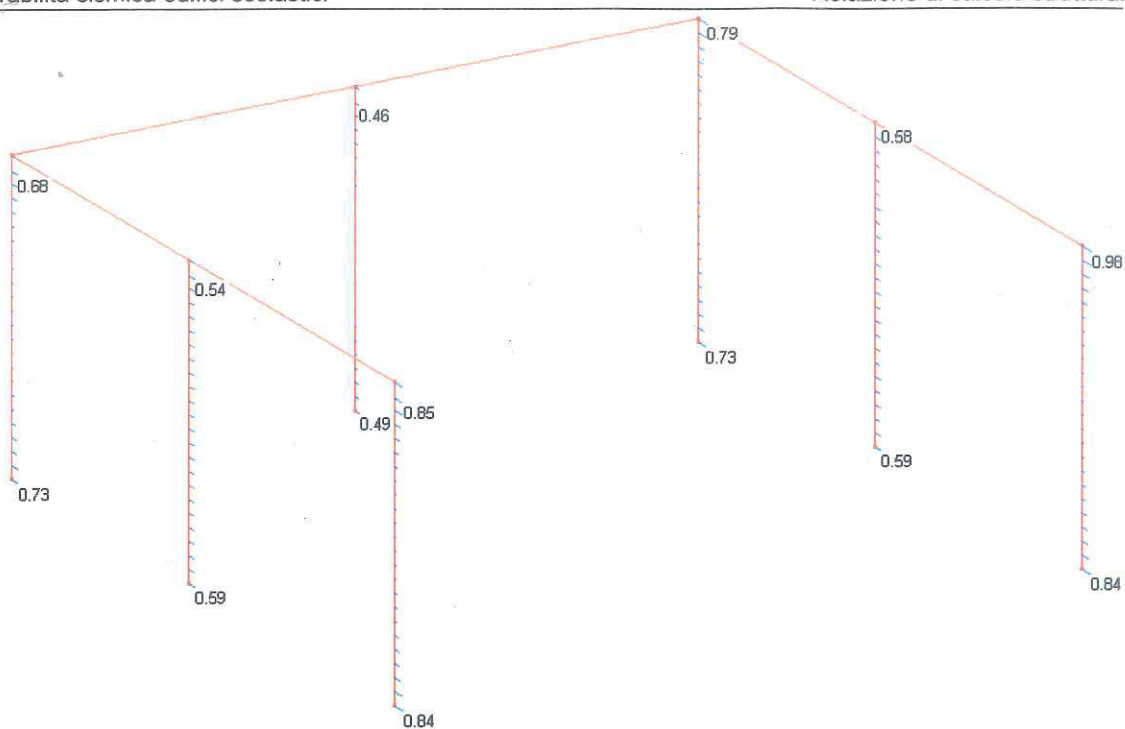


Figura 99 - Verifica pilastri - Sollecitazione NM - Sisma ridotto 55%

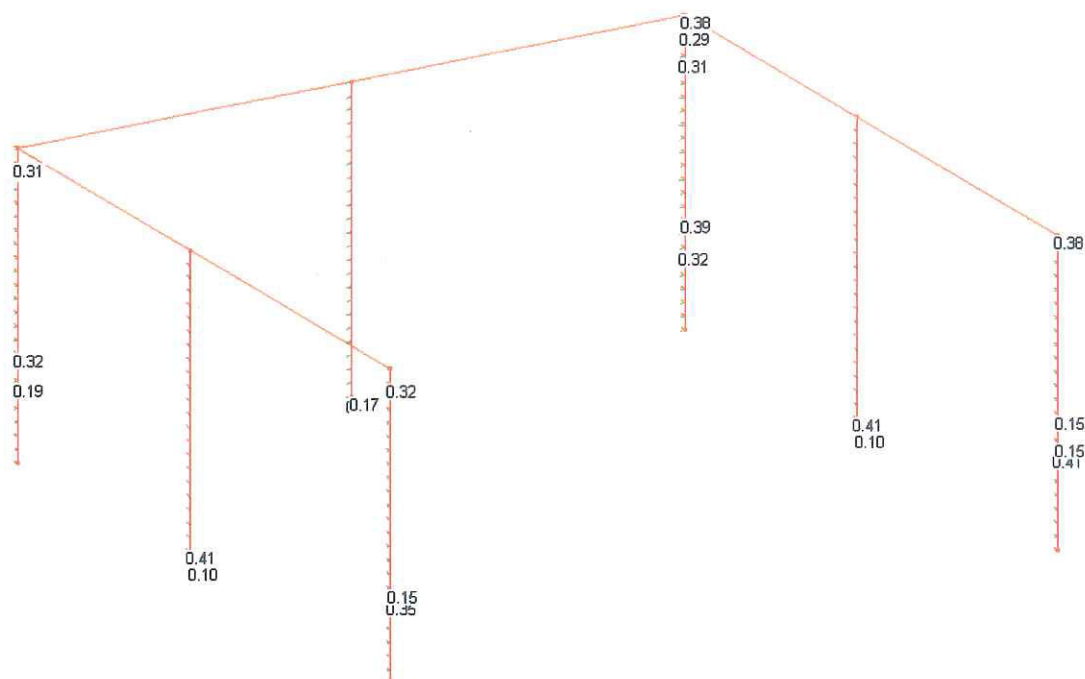


Figura 100 - Verifica pilastri - Sollecitazione T12 e T13 - Sisma ridotto 55%

## 9. CONCLUSIONI

A seguito delle analisi svolte si è determinato per ciascuna corpo di fabbrica la capacità sismica delle strutture principali.

Si riporta a seguire una tabella riassuntiva dell'accelerazione massima che ciascuna struttura risulta in grado di sopportare.

PLESSO SCOLASTICO F.LLI PAGLIERO						
	PGA <sub>D,SLV</sub>	PGA <sub>C,SLV</sub>	Tr <sub>D,SLV</sub>	Tr <sub>C,SLV</sub>	α <sub>V,PGA</sub>	α <sub>V,Tr</sub>
	a <sub>g</sub> [g]	a <sub>g</sub> [g]		[-]	[-]	[-]
Corpo A	0.0743	0.000	1898	0.00	0.00	0.00
Corpo B	0.0743	0.000	1898	0.00	0.00	0.00
Corpo Q	0.0743	0.0386	1898	140	0.52	0.34
Corpo R	0.0743	0.0743	1898	1898	1.00	1.00
Ampliamento 4 aule	0.0743	0.0461	1898	249	0.62	0.43
Refettorio	0.0743	0.0743	1898	1898	1.00	1.00

PLESSO SCOLASTICO REMMERT						
	PGA <sub>D,SLV</sub>	PGA <sub>C,SLV</sub>	Tr <sub>D,SLV</sub>	Tr <sub>C,SLV</sub>	α <sub>V,PGA</sub>	α <sub>V,Tr</sub>
	a <sub>g</sub> [g]	a <sub>g</sub> [g]		[-]	[-]	[-]
Nucleo principale	0.0740	0.0740	1898	1898	1.00	1.00
Spogliatoi	0.0740	0.0392	1898	159	0.53	0.36

Dall'analisi dei risultati emerge che le strutture con maggiori criticità appartengono al plesso scolastico F.Lli Pagliero. Per tali edifici si ha:

- I corpi A e B appartenenti al nucleo principale costruito nel 1980 risultano non verificati già per le azioni statiche considerati con combinazione sismica.
- Il corpo Q realizzato nel 1991 e l'ampliamento 4 aule realizzato nel 2007 sono in grado di resistere ad una discreta azione sismica pari rispettivamente al 52% e 62% del sisma previsto dalla normativa sismica. Per tali edifici risulta tuttavia possibile ottenere un miglioramento sismico consistente, nel caso del corpo R un adeguamento della struttura, a fronte di interventi minimi di confinamento dei nodi come evidenziato nella tabella seguente.
- Il corpo R costruito nel 1991 ed il refettorio realizzato nel 2005 risultano in grado di resistere ad un'azione sismica pari a quella prevista dalla normativa vigente.



SCUOLA PAGLIERO		
Corpo	Vulnerabilità sismica attuale	Vulnerabilità sismica con interventi minimi
Nucleo principale – Corpo A	0.00 %	Non possibile
Nucleo principale – Corpo B	0.00 %	Non possibile
Ampliamento – Corpo Q	52.0 %	100.0 %
Ampliamento – Corpo R	100.0 %	100.0 %
Ampliamento 4 aule	62.0 %	79.5 %
Refettorio	100.0 %	100.0 %

Per “*interventi minimi*” si intende il rinforzo dei nodi, il collegamento dei tamponamenti alla struttura ed il consolidamento dei tramezzi.

Per “*Non possibile*” si intende che è necessario intervenire rinforzando gli elementi strutturali principali come travi e pilastri

Dall'analisi critica dei risultati emerge che le strutture con maggiori criticità appartengono al plesso scolastico F.lli Pagliero. Per tali edifici si ha infatti:

- I corpi A e B appartenenti al nucleo principale costruito nel 1980 risultano non verificati già per le azioni statiche considerati con combinazione sismica.
- Il corpo Q realizzato nel 1991 e l'ampliamento 4 aule realizzato nel 2007 sono in grado di resistere ad una discreta azione sismica pari rispettivamente al 52% e 62% del sisma previsto dalla normativa sismica. Per tali edifici risulta tuttavia possibile ottenere un miglioramento sismico consistente, nel caso del corpo R un adeguamento della struttura, a fronte di interventi minimi di confinamento dei nodi.
- Il corpo R costruito nel 1991 ed il refettorio realizzato nel 2005 risultano in grado di resistere ad un'azione sismica pari a quella prevista dalla normativa vigente.

SCUOLA REMMERT		
Corpo	Vulnerabilità sismica attuale	Vulnerabilità sismica con interventi minimi
Nucleo principale	0.00 %	100.0 %
Spogliatoio	63.0 %	Non possibile

Per “*interventi minimi*” si intende l'eliminazione del giunto strutturale ai primi due piani (murature e solaio) e l'approfondimento del comportamento di alcuni elementi strutturali di cui non si conoscono le caratteristiche.

Per “*Non possibile*” si intende che è necessario intervenire rinforzando gli elementi strutturali principali come travi e pilastri.

Dall'analisi dei risultati degli edifici della scuola Remmert emerge quanto segue:

- Il nucleo principale risalente agli anni '30 e gli ampliamenti realizzati negli anni '60 non possiedono allo stato attuale i requisiti minimi per resistere alle azioni orizzontali generate dal sisma. Tale criticità è dovuta alla presenza di un giunto strutturale tra i due corpi al piano terra e al piano primo e all'assenza di una parete trasversale negli ampliamenti sul lato confinante col nucleo originario.

Queste carenze non consente alla struttura di generare un comportamento scatolare del fabbricato.

- Tale criticità è risolvibile eliminando il giunto strutturale e creando in tal modo una struttura unica con comportamento scatolare. Attuando questi interventi è possibile raggiungere un adeguamento sismico della struttura.
- La struttura degli spogliatoi della palestra realizzata nel 1974 in grado di resistere ad una discreta azione sismica pari al 63% del sisma previsto dalla normativa sismica vigente. I nodi non confinati sono in grado di resistere al 100% dell'azione sismica di progetto. Per ottenere un miglioramento della struttura è pertanto necessario intervenire direttamente sugli elementi resistenti principali in particolar modo sui pilastri.

Per tutte le strutture le verifiche sono state eseguite per i soli elementi principali (Travi, pilastri e nodi). Non sono state condotte verifiche sugli elementi secondari quali tamponamenti e tramezzature per le quali negli elaborati grafici di denuncia non era riportato alcun dettaglio costruttivo e relativi ancoraggi alla struttura principale. Per questi ultimi è necessario eseguire indagini in sito ed eventualmente predisporre interventi di rinforzo e di collegamento alla struttura principale al fine di evitare l'espulsione o ribaltamento durante l'evento sismico.



SCUOLA F.LLI PAGLIERO  
VERIFICA VULNERABILITA' SISMICA  
PLANIMETRIA COEFFICIENTI DI VULNERABILITA'

REFETTORIO  
(ANNO 2005)  
alfa,v,pga = 100%

AMPLIAMENTO R  
(ANNO 1991)  
alfa,v,pga = 52%

AMPLIAMENTO 4  
AULE (ANNO 2007)  
alfa,v,pga = 62%

AMPLIAMENTO Q  
(ANNO 1991)  
alfa,v,pga = 100%

NUCLEO ORIGINALE  
CORPO B  
(ANNO 1980)  
alfa,v,pga = 0%

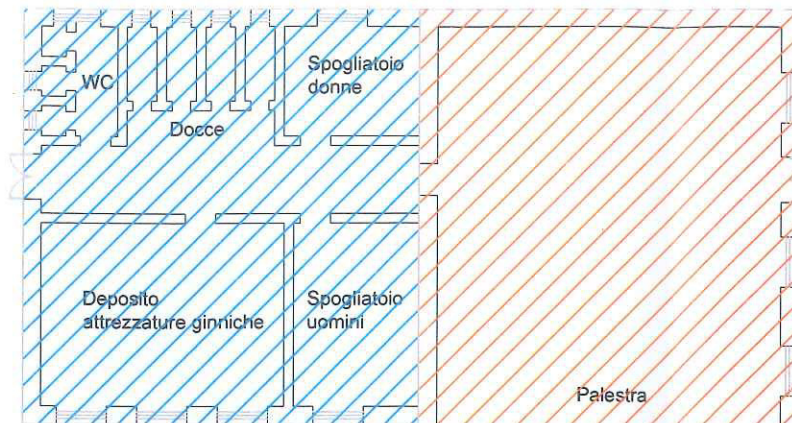
NUCLEO ORIGINALE  
CORPO A  
(ANNO 1980)  
alfa,v,pga = 0%



SCUOLA A. REMMERT  
VERIFICA VULNERABILITA' SISMICA  
PLANIMETRIA COEFFICIENTI DI VULNERABILITA'

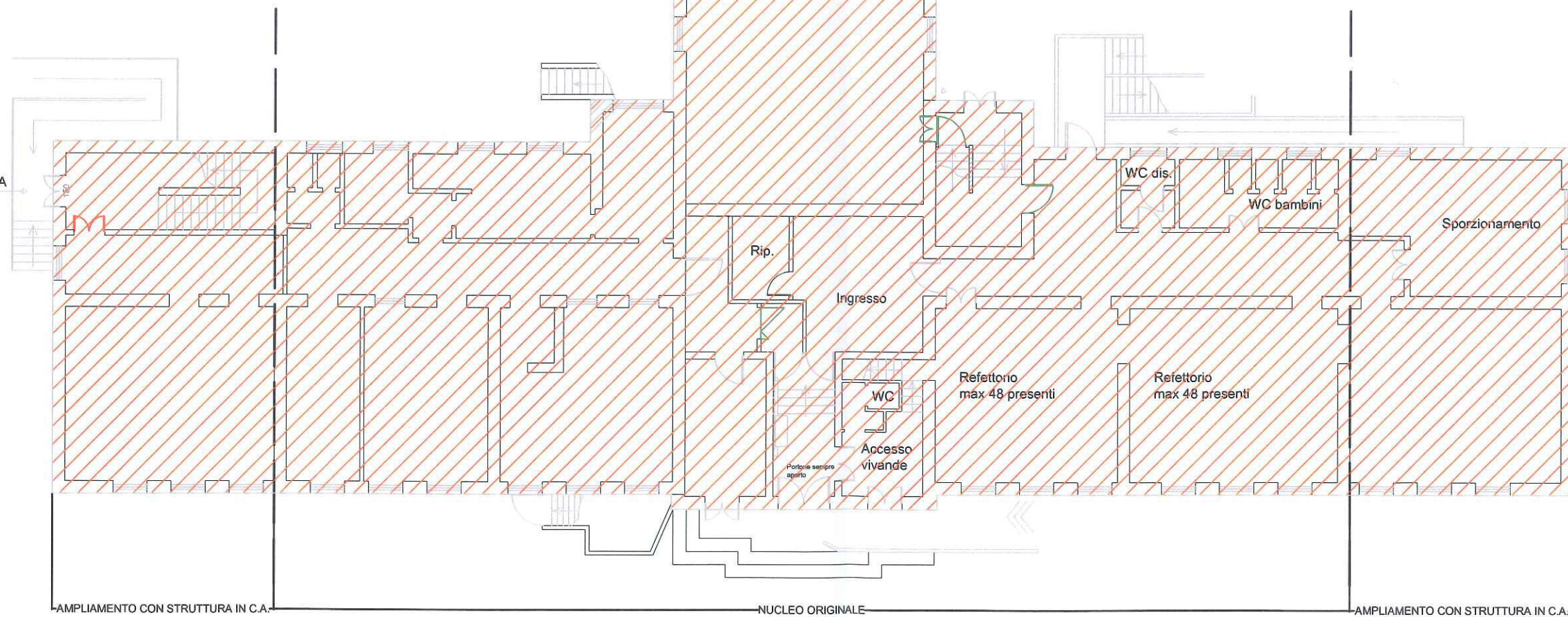
P L A N I M E T R I A  
P I A N T A P I A N O T E R R E N O

LOCALI SPOGLIATOI  
(ANNO 1974)  
alfa,v,pga = 55%



Palestra

INGRESSO  
SCUOLA MEDIA  
"A.REMMERT"



NUCLEO ORIGINALE  
(ANNO 1930)  
E AMPLIAMENTO  
(ANNO 1965)  
alfa,v,pga = 0%

Dr. Geol. ADRIANO SIMONIGH  
via A. Fogazzaro 9/e - 10145 Torino  
telefono 011-74.38.85; 0337-21.46.17

Regione Piemonte  
Comune di San Maurizio Canavese  
Provincia di Torino

# Relazione geologico geotecnica

ai sensi della Legge 64/1974, D.M. L.L. P.P. 1981, MARZO 1988.  
proprietà: Comunale  
progettista: Arch. Marchini  
impresa: Brach Prever Group

REGIONE PIEMONTE  
SERVIZIO OO. PP. E DIFESA DEL SUOLO  
LEGGE 6 - 11 - 1971 N° 1086  
Al sensi dell'articolo 4 si attesta l'avvenuta  
deposito della denuncia

Torino

21 NOV. 1985

R. FUNZIONARIO DELEGATO

N. 51187

a cura di: Dr. Geol. Simonigh Adriano

TORINO 04/05/1994

BRACH PREVER SAS  
di Giampaolo Brach Prever & C.  
C.so Nazioni Unite 6 10073 CIRIÉ (TO)  
Tel. (011) 9210831 - 9211312  
Fax 9208947  
Partita IVA 06675809018



## INTRODUZIONE.

Nella presente relazione, secondo le norme prescritte nel D.M. 11/3/88, si delineano:

- la situazione geologica ed i caratteri geomorfologici della zona;
- la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica

del sottosuolo.

In particolare vengono riferiti ed interpretati i risultati delle indagini geognostiche in sito appositamente eseguite.

Sulla scorta dei dati raccolti vengono sviluppati i calcoli per la valutazione della capacità portante limite dei terreni e la scelta del piano di posa delle fondazioni.

Questo studio costituisce parte integrante degli atti progettuali, così come prescritto dalle "Norme tecniche" vigenti (D.M. 11/3/88).



## INQUADRAMENTO MORFOLOGICO - IDROGEOLOGICO

L'area oggetto d'indagine, nel Comune di S. Maurizio Canavese, in sinistra orografica della Stura di Lanzo, rientra nel foglio n°56 Torino della Carta Geologica d'Italia a scala 1:100.000. È raggiungibile mediante la strada statale che si diparte da Caselle.

Dal punto di vista morfologico, tale zona si presenta subpianeggiante, con blande ondulazioni ed appartiene ad un articolato sistema di terrazzi fluviali che costituiscono la cosiddetta "Conoide della Stura di Lanzo".

La grande paleoconoide mindeliana della Stura di Lanzo è costituita da un complesso di superfici terrazzate, subpianeggianti, inclinate verso SE e di età progressivamente più recente spostandosi verso gli attuali corsi d'acqua. Esse sono separate le une dalle altre da scarpate di terrazzo.

In particolare il settore in questione è una superficie di terrazzo interposta tra due grandi lembi "terrazzati" mindeliani, altimetricamente più depressa (300 m circa s.l.m.) di forma trapezoidale allungata verso SE.

Questo settore è delimitato da una parte (nord) dal T. Banna che scorre in direzione NW - SE e dall'altra (sud), dalla Stura di Lanzo che è il corso d'acqua più importante dell'area in esame.

destra e a sinistra della Stura di Lanzo. Quest'ultimi costituiscono invece due grandi corpi terrazzati posti a in basso rispetto ai depositi fluviali mindeliani che Tali depositi risultano essere altimetricamente più matrice limoso-argillosa.

Ghiata, con trovanti di dimensioni decimetriche, in questi sono costituiti in prevalenza da sabbia e "Rissiani".

S. Maurizio Canavese si rinvencono i depositi fluviali Dal punto di vista geologico nella pianura di

## INQUADRAMENTO GEOLOGICO

presenza della falda a quota -3.50 m dal piano campagna. In particolare nella zona si è registrata la serie di falde parzialmente o del tutto confinate. continui e più o meno permeabili ha dato luogo ad una multifalide ove la presenza di strati argillosi più o meno condizioni necessarie affinché sussista un sistema essendo una ex "conide smantellata" presenta tutte le dell'origine e della natura del settore esaminato che, sviluppata mentre l'idrografia profonda è funzione L'idrografia superficiale, pertanto appare ben innanzi menzionati. artificiali derivati in più punti dai corsi d'acqua La zona inoltre presenta una fitta rete di canali

Stralcio dalla cartografia ufficiale del Servizio Geologico Italiano, Foglio 56 alla scala 1:100.000, qui ingrandito alla scala 1:50.000, inquadrante il sito in questione. Il cerchio evidenzia l'intorno.



sono ricoperti da una coltre di alterazione talvolta molto potente (ferreto), mentre una coltre superficiale pedogenizzata di colore giallo-ocraceo si osserva talvolta nei depositi fluviali rissiani.

## RAPPORTO GEOTECNICO

### RISULTATO DELLE INDAGINI.

L'indagine geognostica è consistita nella esecuzione di tre prove penetrometriche dinamiche, tipo SCPT, posizionate lungo l'asse maggiore dell'edificio e nella apertura di due pozzi esplorativi mediante escavatore a braccio rovescio.

Le prove di penetrazione dinamica SCPT (Standard

Cone Penetration Test) consistono nel far penetrare una punta conica di dimensioni standardizzate, mediante l'energia sviluppata da una massa il cui peso ed altezza di caduta sono esse pure standardizzati. Registrando ogni

30cm di infissione il numero dei colpi necessario, si

ricava il parametro  $N_{SCPT}$ . Dalle prove penetrometriche è

possibile ottenere dettagliate informazioni circa le

caratteristiche geomeccaniche dei terreni attraversati.

Nella pagina che segue diamo le caratteristiche

tecniche dello strumento utilizzato.

Nelle tre prove eseguite la punta conica dello strumento ha attraversato una serie di livelli fino a profondità di 120cm dal piano campagna, incontrando a questa quota un livello molto addensato che ha portato al rifiuto alla ulteriore penetrazione.

Si riportano in allegato i diagrammi penetrometrici relativi alle tre prove.

La stratigrafia dettagliata delle formazioni litologiche presenti in profondità è stata ricavata direttamente per mezzo dei due pozzi esplorativi eseguiti. Le sequenze dei terreni riscontrate, la loro definizione petrografica, le potenze (spessori) relative dei vari strati e livelli sono riportate nelle pagine che seguono e si riferiscono allo scavo n. 1.

In base al progetto il piano di fondazione ricade nell'ambito del secondo strato rinvenuto al di sotto del terreno agrario. In questo punto abbiamo prelevato un campione di terreno (campione A) per le opportune analisi di laboratorio.

#### ANALISI GEOTECNICHE DI LABORATORIO.

Sul campione prelevato, trattandosi di terreno granulare, non coesivo, sono state eseguite solamente prove di classificazione, utili per la determinazione indiretta dei parametri geotecnici.





Le percentuali ponderali dei trattenuti ai vagli  
significativi, fanno ricadere il terreno nella categoria  
A-1-a(0) della classificazione internazionale AASHTO,  
alla quale compete, per uso come sottotondo, il giudizio  
"OTTIMO".  
La curva granulometrica e l'elaborato dell'analisi sono  
allegati al termine della presente relazione.

#### CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.

I risultati delle indagini comprovano che il terreno  
di fondazione nell'area in esame è essenzialmente  
costituito da materiali granulari grossolani, (formazione  
non coesiva) immediatamente sottiacenti uno strato di  
terreno agrario (coesivo) il cui spessore raggiunge i 60  
÷90cm.

I parametri geotecnici relativi alla formazione non  
coesiva, non potendosi ricavare direttamente mediante  
prove di laboratorio a causa delle caratteristiche  
granulometriche dei materiali incontrati, sono stati  
stimati in base ai valori di NSCPT ed alle correlazioni  
comuni nella pratica geotecnica.

Innanzitutto, il parametro NSCPT secondo MEARDI, è  
in prima approssimazione correlabile al parametro NSPT,  
per terreni alluvionali.

Dai risultati delle analisi granulometriche  
eseguite, in base alle correlazioni di TERZAGHI - PECK, e

di SCHMERTMANN (1977),

$$\gamma = f(D_r, G_R)$$

$$\phi = f(D_r, G_R)$$

con:

$D_r$  = densità relativa;

$G_R$  = granulometria;

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio di  
picco in condizioni drenate;

$\gamma$  = peso di volume naturale;

$\gamma'$  = peso di volume immerso

indichiamo i seguenti valori dei parametri geotecnici di  
interesse:

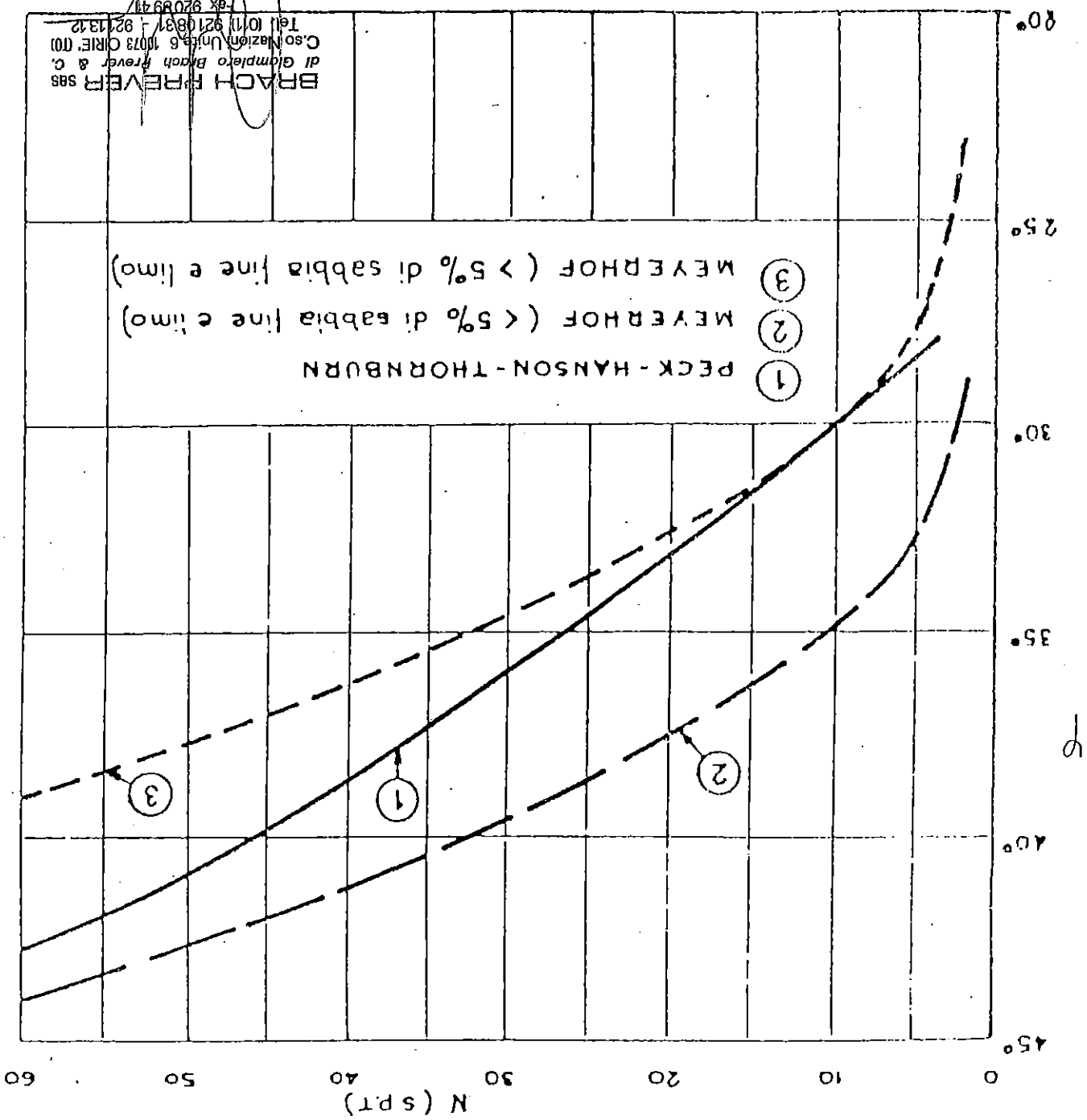
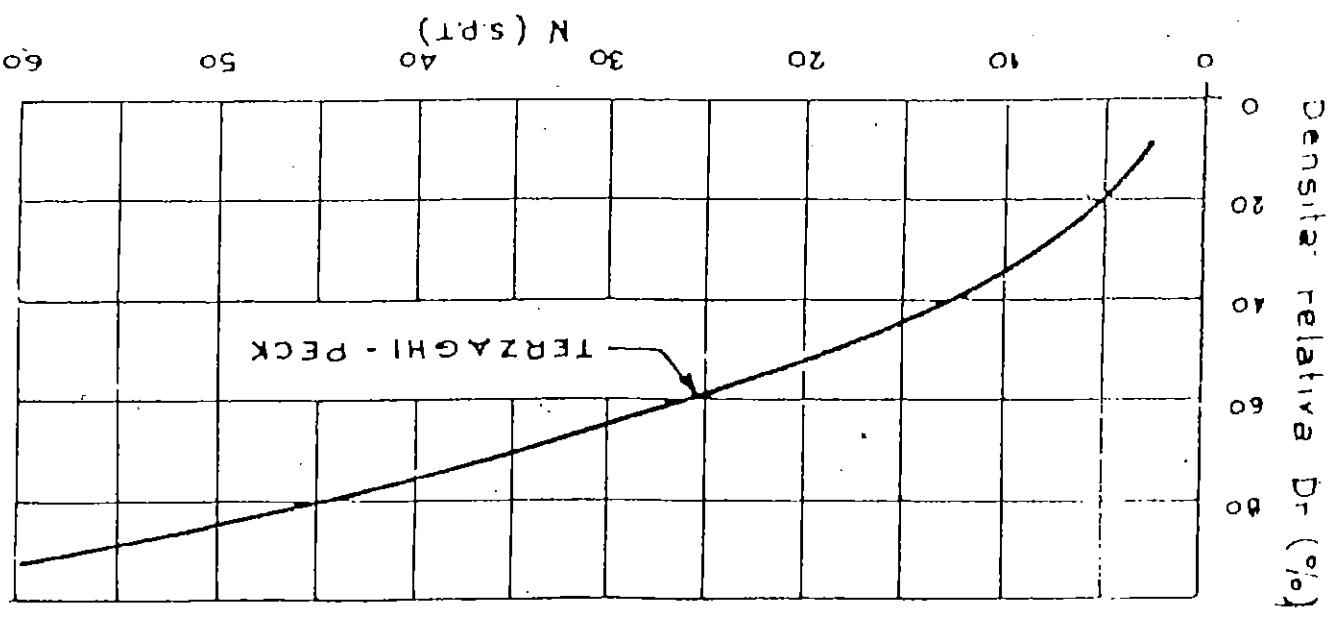
$$D_r \approx 90\%$$

$$\phi' = 43 \text{ gradi (angolo di picco)}$$

$$\gamma \approx 1.7 \div 2.0 \text{ t/mc}$$

$$\gamma' \approx 0.9 \div 1.2 \text{ t/mc}$$

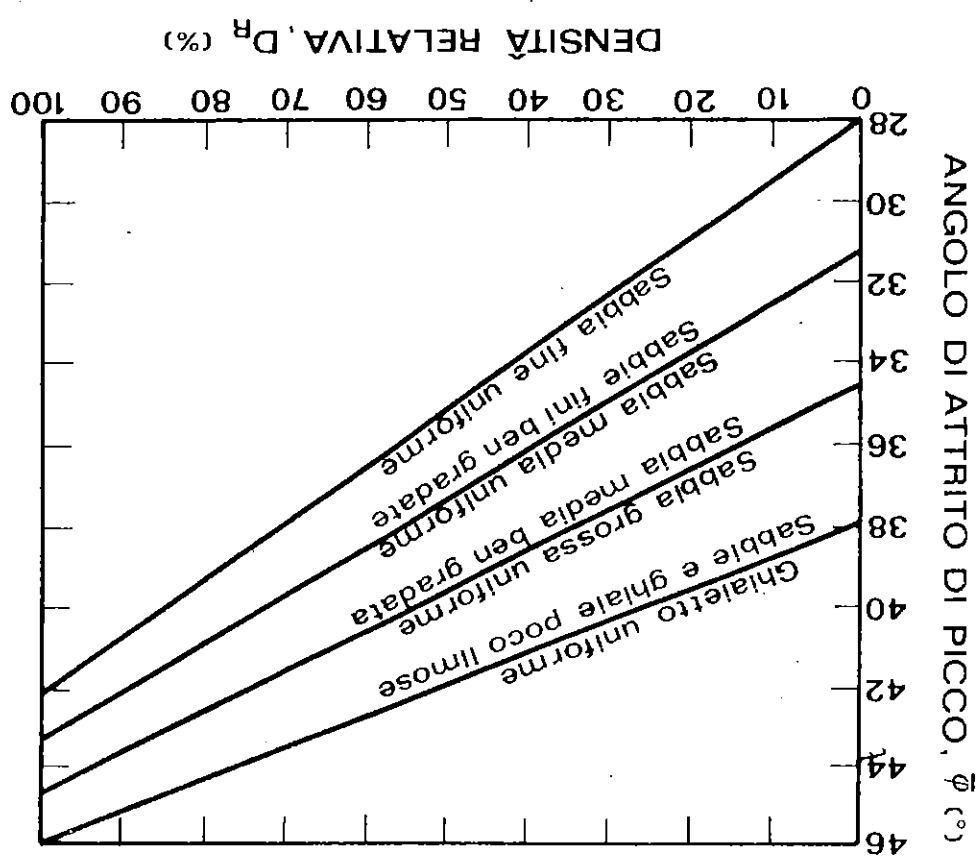
Le valutazioni della capacità portante limite sono  
state elaborate assumendo, di volta in volta, i parametri  
geotecnici suddetti, relativamente alla geometria delle  
fondazioni comunicataci dal Progettista. Tuttavia, in  
accordo con LAMBE & WHITMAN 1969 nelle valutazioni della  
capacità portante limite si è utilizzato il valore  
ridotto di  $\Sigma c_v$  (angolo a volume costante) =  $36^\circ$  (V.  
tabella allegata).



BRACH PREEVER SAS  
 di Giampiero Brach Preever & C.  
 C.so Nazario Sauro 10073 ORTIGLIA (MI)  
 Tel. (02) 9210831 - 9211312  
 Fax 9208941  
 Partita IVA 06575800013



# CORRELAZIONE $\phi = f(D_R, GR)$ [SCHMERTMANN, 1977]



BRACH PREVER SAS  
di Giampiero Brach Prever & C.  
C.so Nazioni Unite 6 10073 CIRIÉ (TO)  
Tel. (011) 9210931 - 9211312  
Fax 9208941  
Partita IVA 06675800013

BRACH PFEVER SAS  
di Giampaolo Brach Prever & C.  
C.so Nazionali (Unità 6) 10073 CIRE (TO)  
Tel. (011) 921083 - 9211312  
Fax 9208941  
Partita IVA 06675800013

(Lambert & Whitman, 1969)

	Densità media	30° ÷ 34°	34° ÷ 40°	36° ÷ 42°	Sabbia uniforme	Sabbia mista	Sabbia c'ghiaia
		32° ÷ 36°	38° ÷ 46°	40° ÷ 48°	30° ÷ 34°	32° ÷ 36°	
$\varphi_i$	Densa						

Le analisi di stabilità sono state tutte eseguite in termini di tensioni efficaci (trattandosi di terreni non coesivi), con parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate (verifiche a lungo termine).

In considerazione delle buone caratteristiche geomecaniche dei materiali costituenti la formazione non coesiva presente sotto lo strato di limo (caratteristiche che si riassumono principalmente in modesta deformabilità ed elevata resistenza al taglio) è certamente possibile il ricorso a fondazioni dirette con pilini isolati.

Tuttavia, soprattutto a causa della presenza di acqua di falda a breve profondità, la stima della pressione ammissibile che la fondazione diretta può trasmettere al terreno sottostante, deve tener conto dei seguenti aspetti interagenti tra loro:

- la pressione amm. deve essere tale da garantire un adeguato margine di sicurezza  $R_s$ ;

- al tempo stesso essa dovrà essere tale da garantire che i cedimenti totali e differenziali non superino i limiti accettabili per la funzionalità della sovrastruttura.

Il fattore di sicurezza proponibile per edifici di

normali caratteristiche generali è  $R_s \geq 3$  (Decr. Min.

11/3/88).

Il valore finale massimo ammissibile del cedimento

per i terreni granulari è di 2.5cm.



# CAPACITA' PORTANTE DELLE FONDAZIONI E PREVISIONE DEI CEDIMENTI.

Nelle pagine seguenti alleghiamo gli elaborati autocomentati, relativi ai problemi affrontati.

Qui di seguito riportiamo, invece, la distribuzione in profondità della ipotetica pressione iniziale sul piano fondazione di 4.0 kg/cm<sup>2</sup>, secondo la teoria dell'elasticità. L'elaborato si riferisce all'esame delle condizioni del pinto di dimensioni 1.3 x 1.8 m.

## TENSIONI NEL SOTTO SUOLO

AGEL S.d.f. - Via Fogazzaro 9 - Torino - Tel. 011/743885 RZ-GF-90

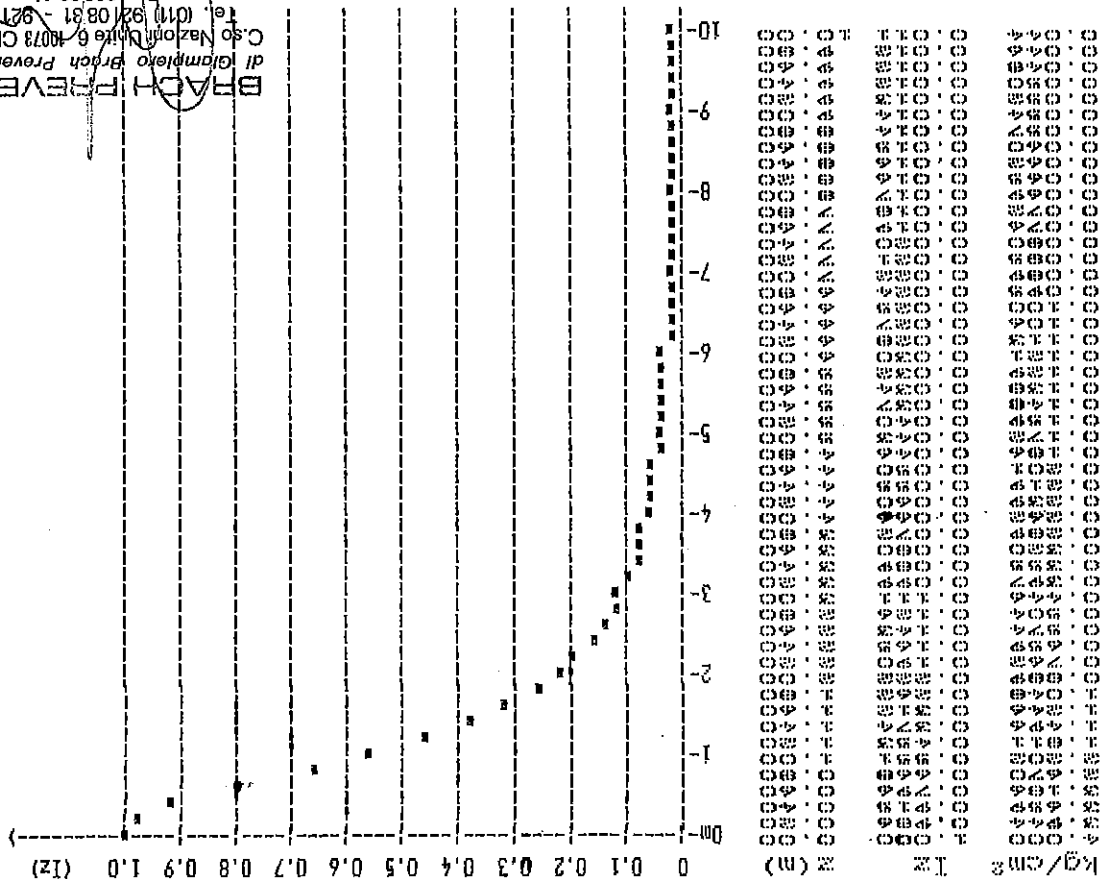
FONDAZIONE PERFETTAMENTE FLESSIBILE TIPO RETTANGOLARE

larghezza fondazione  $B = 1.30$  m

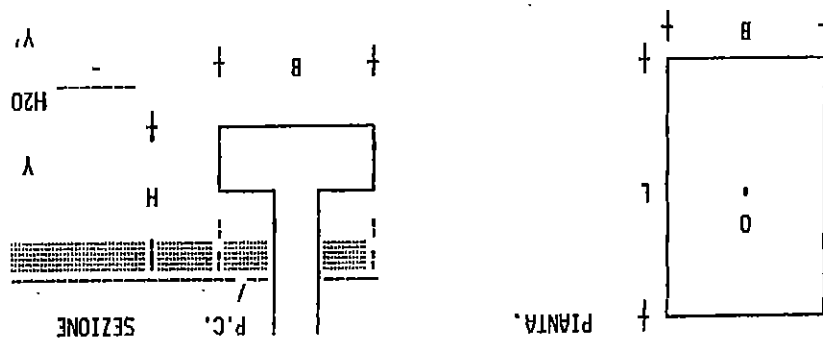
lunghezza fondazione  $L = 1.80$

pressione uniforme  $q = 4.00$  kg/cm<sup>2</sup> sul piano fondazione  
TENSIONI VERTICALI NEL SOTTO SUOLO  $\sigma_v$  (LUNGO L'ASSE CENTRALE DELL' AREA DI CARICO), INDOTTE DA UNA PRESSIONE  $q$  UNIFORMEMENTE DISTRIBUITA, VALUTATE ALLA PROFONDITA'  $z$  DAL PIANO FONDAZIONE

coefficiente di influenza  $I_z = \sigma_v / q$



# 4.1 - CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI (CONDIZIONI DRENATE)



pressione ammissibile netta (incremento netto di pressione sul piano fondazione)  
secondo Terzaghi & Peck (carico verticale centrato) :

$$q_{ama} = [c' N_c (1 + 0.2 B/L) + q' (N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma_e' B (1 - 0.2 B/L) N_\gamma] / F$$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capac. portante, funzioni di  $\phi'$  (angolo attrito efficace)  
 $c'$  = coesione efficace  $B, L$  = dimens. fondaz.  $F$  = coefficiente di sicurezza  
 $q'$  = press. vert. efficace preesist. sul piano fondazione ( corrisp. a profondità  $H$ )  
 $\gamma_e'$  = peso di volume equivalente efficace (tiene conto - Meyerhof - della falda  
entro uno spessore  $1.5 B$  sotto la fondazione) .

Larghezza fondazione  $B$  (m) = 1.30  
prof. FOND. dal P.C.  $H$  (m) = 1.20  
ang. attrito efficace  $\phi'$  (°) = 36  
peso di volume del terreno sopra falda  
 $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>) = 1.9  
 $\gamma'$  (t/m<sup>3</sup>) = 1.1  
pressione limite efficace (netta)  $q_{ult}$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 13.07  
coeff. di sicurezza  $F = 3$   
pressione ammissibile (netta)  $q_{amm}$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 4.36

Larghezza fondazione  $B$  (m) = 0.8  
prof. FOND. dal P.C.  $H$  (m) = 1.05  
ang. attrito efficace  $\phi'$  (°) = 36  
peso di volume del terreno sopra falda  
 $\gamma$  (t/m<sup>3</sup>) = 1.9  
 $\gamma'$  (t/m<sup>3</sup>) = 1.1  
pressione limite efficace (netta)  $q_{ult}$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 10.03  
coeff. di sicurezza  $F = 3$   
pressione ammissibile (netta)  $q_{amm}$  (kg/cm<sup>2</sup>) = 3.34

<ENTER>

Smax = cedimento max previsto = 75% inviluppo limite riscontrato da Burland

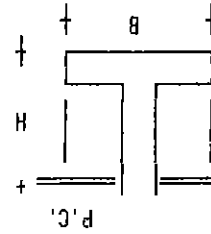
Sprob. = cedimento probabile = 50% inviluppo limite riscontrato da Burland

sciolta	med. addens.	addensata
< 10	10-30	> 30
< 40	40-120	> 120
5.33	1.34	0.73
7.99	2.01	1.09

s a b i a Nspt (colpi/30cm) Rp (kg/cm<sup>2</sup>) Sprob. (cm) Smax (cm)

larghezza della fondazione B (m) = 0.8  
pressione sul piano di posa q (kg/cm<sup>2</sup>) = 4.0

- cedimento in funzione del grado di addensamento della sabbia, della larghezza B e della pressione q (totale ?)
- metodo statistico derivante dall'analisi di di un elevato numero di casi



NOTE :

B - VALUTAZIONE CEDIMENTI TERRENI SABBIOSI (Burland et al. 1977)

<ENTER>

Smax = cedimento max previsto = 75% inviluppo limite riscontrato da Burland

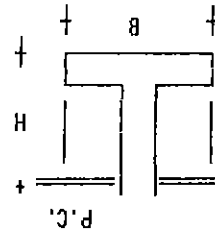
Sprob. = cedimento probabile = 50% inviluppo limite riscontrato da Burland

sciolta	med. addens.	addensata
< 10	10-30	> 30
< 40	40-120	> 120
6.40	1.62	0.89
9.60	2.43	1.33

s a b i a Nspt (colpi/30cm) Rp (kg/cm<sup>2</sup>) Sprob. (cm) Smax (cm)

larghezza della fondazione B (m) = 1.3  
pressione sul piano di posa q (kg/cm<sup>2</sup>) = 4.0

- cedimento in funzione del grado di addensamento della sabbia, della larghezza B e della pressione q (totale ?)
- metodo statistico derivante dall'analisi di di un elevato numero di casi



NOTE :

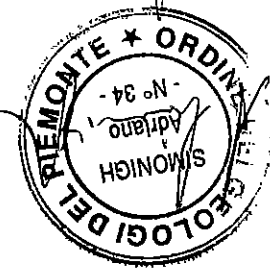
B - VALUTAZIONE CEDIMENTI TERRENI SABBIOSI (Burland et al. 1977)



Per una pressione di esercizio di  $4.0 \text{ kg/cm}^2$   
 il calcolo dei cedimenti (secondo BURLAND, 1977) valuta  
 un cedimento max di 1.33cm per il plinto 1.3 x 1.8 m ed  
 un cedimento di 1.09cm per il plinto di lato 0.8m (V.  
 Tav.8).

## CONCLUSIONI

Le indagini in loco ed in laboratorio condotte sui terreni di fondazione della nuova palestra di S. MAURIZIO CAN. se hanno accertato che fino alla profondità di circa 0.60m dal piano campagna esiste un terreno limoso sabbioso a scadenti caratteristiche geomeccaniche, il quale si appoggia su di una formazione di ghiaie e sabbie molto addensate. Tale formazione è sede di una falda acquifera, la cui superficie libera si è attualmente misurata a profondità di -3.60m dal p.c. Questi terreni presentano ottime caratteristiche geotecniche e sono considerati idonei a sopportare le pressioni unitarie previste dal progetto, in relazione anche ai modesti cedimenti prevedibili.



BRACH PLEVER SAS  
di Giampiero Brach Plever & C.  
C.so Nazion. Unità 6, 10073 CIRIÉ (TO)  
Tel. (011) 9210831 - 9211312  
Fax 9208941  
Partita IVA 06575800013

\*\*\*\*\*

- PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO  
- PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT

ALLEGATI:

STUDIO E LABORATORIO  
DI GEOLOGIA - GEOTECNICA  
Dr. Geol. ADRIANO SIMONIGH  
Via A. Fogazzaro 9/E - 10141 TORINO  
Tel. 011 - 74.38.85 - 0337 - 21.46.17

Pozzetto esplorativo

campione: C1

profondità: m 1.20

commitente BRACH PREVER SAS S. Maurizio

data:

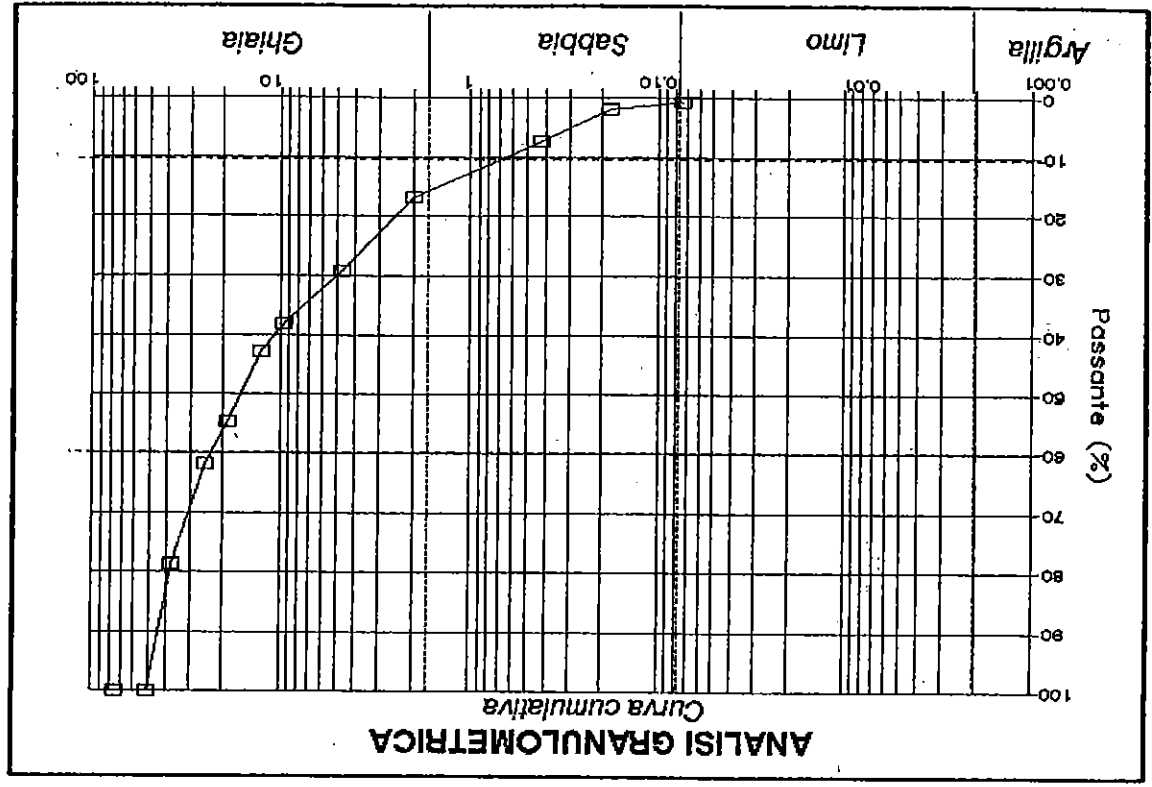
03/03/94

## Analisi granulometrica

PESO ANALIZZATO g.

1500

N. setaccio	Apertura	Ps. trattenuto	% parziale	% Tot. trattenuto	% passante
3	76.2	0.00	0.00	0.00	100.00
2	50.8	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2	38.1	321.40	21.43	21.43	78.57
1	25.4	253.86	16.92	38.35	61.65
3/4	19.1	105.20	7.01	45.36	54.64
1/2	12.7	179.64	11.98	57.34	42.66
3/8	9.52	67.83	4.52	61.86	38.14
4	4.76	133.54	8.90	70.76	29.24
10	2.00	187.04	12.47	83.23	16.77
40	0.42	143.32	9.55	92.79	7.21
80	0.18	79.14	5.28	98.06	1.94
200	0.074	20.50	1.37	99.43	0.57
FONDO		8.53	0.57	100.00	0.00



Prova Penetrometrica Dinamica  
- SCPT -

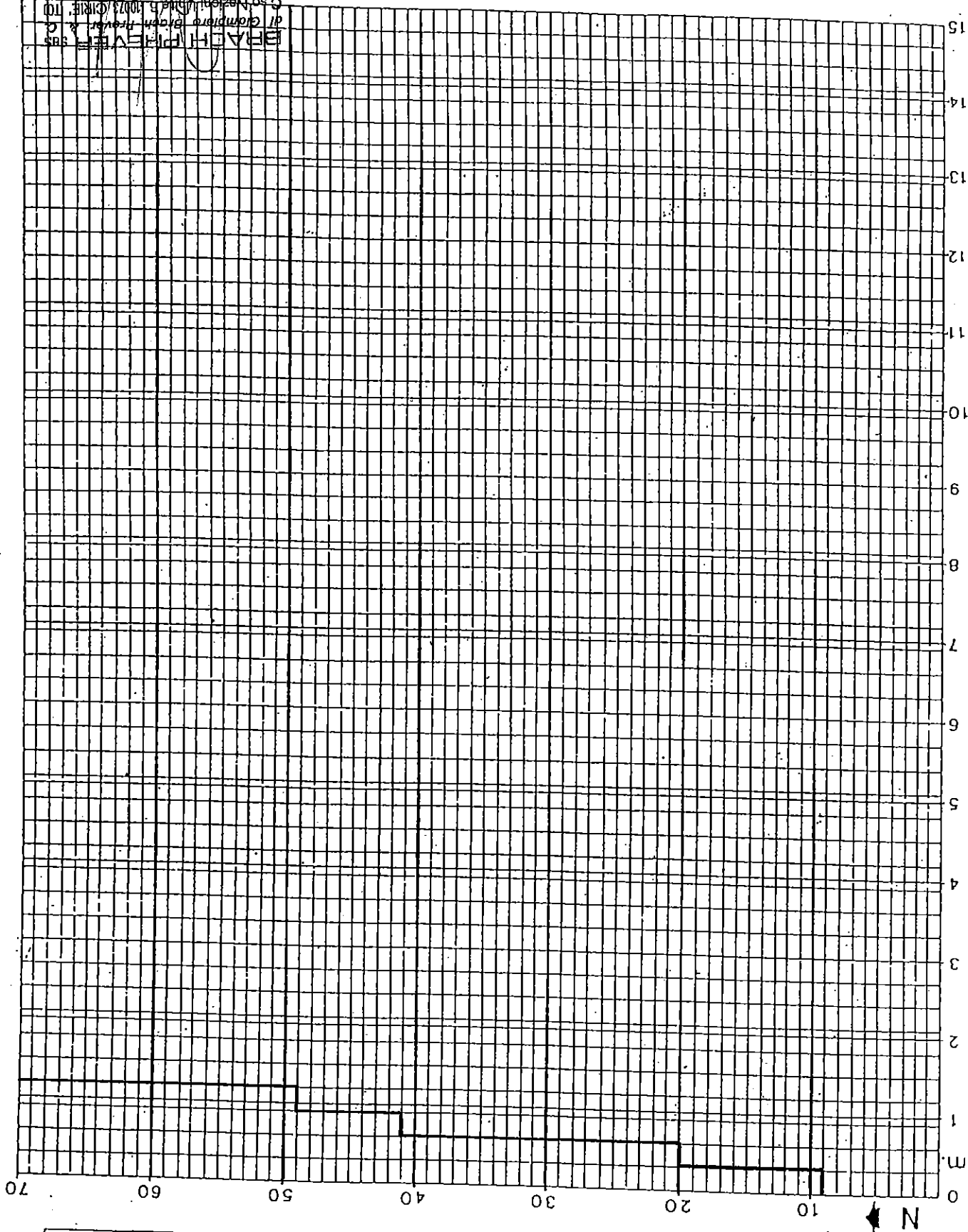
n° 1

Contiene  
località

BRACH PREVEY GROUP  
S. MAURIZIO CANAVESE

data  
operatore

24/02/94





## Prova Penetrometrica Dinamica

- SCPT -

n° 2

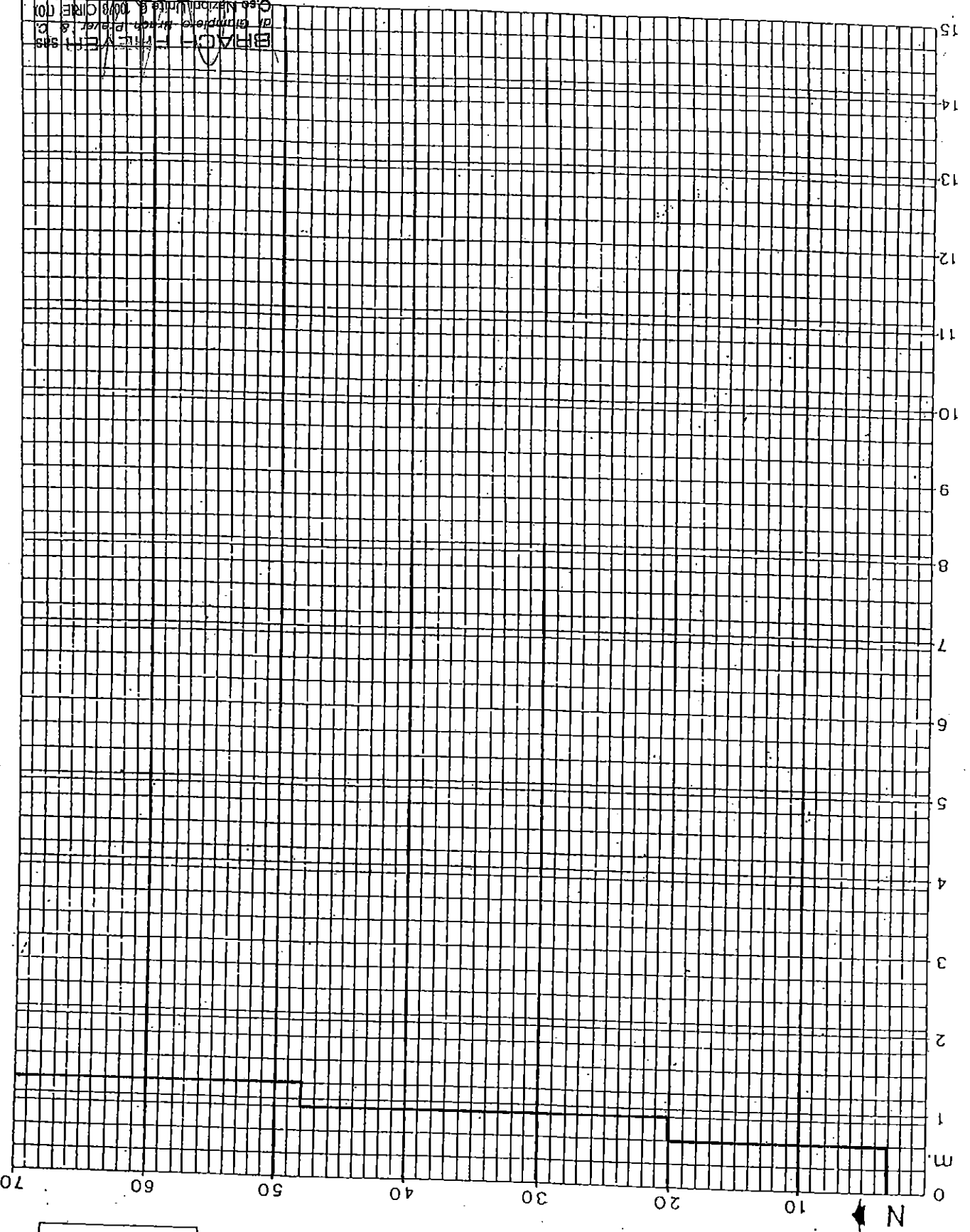
Cantiera

Località

BRACH PREVER GROUP
S. MAURIZIO CANAVESE

data  
operatore

24/02/94
----------



SONDAGGI GEOGNOSTICI - CAROTAGGI - MICROPALI - TIRANTI - OPERE SPECIALI

BRACH - PREVER GROUP  
di Ingegneria - Brach, Prever & C.  
Ces. Maurizio - 10080 CANAVESE (TO)  
Tel. (011) 9270837 - 9271332  
Fax 9208941  
Partita IVA 06575800013

## Prova Penetrometrica Dinamica - SCPT -

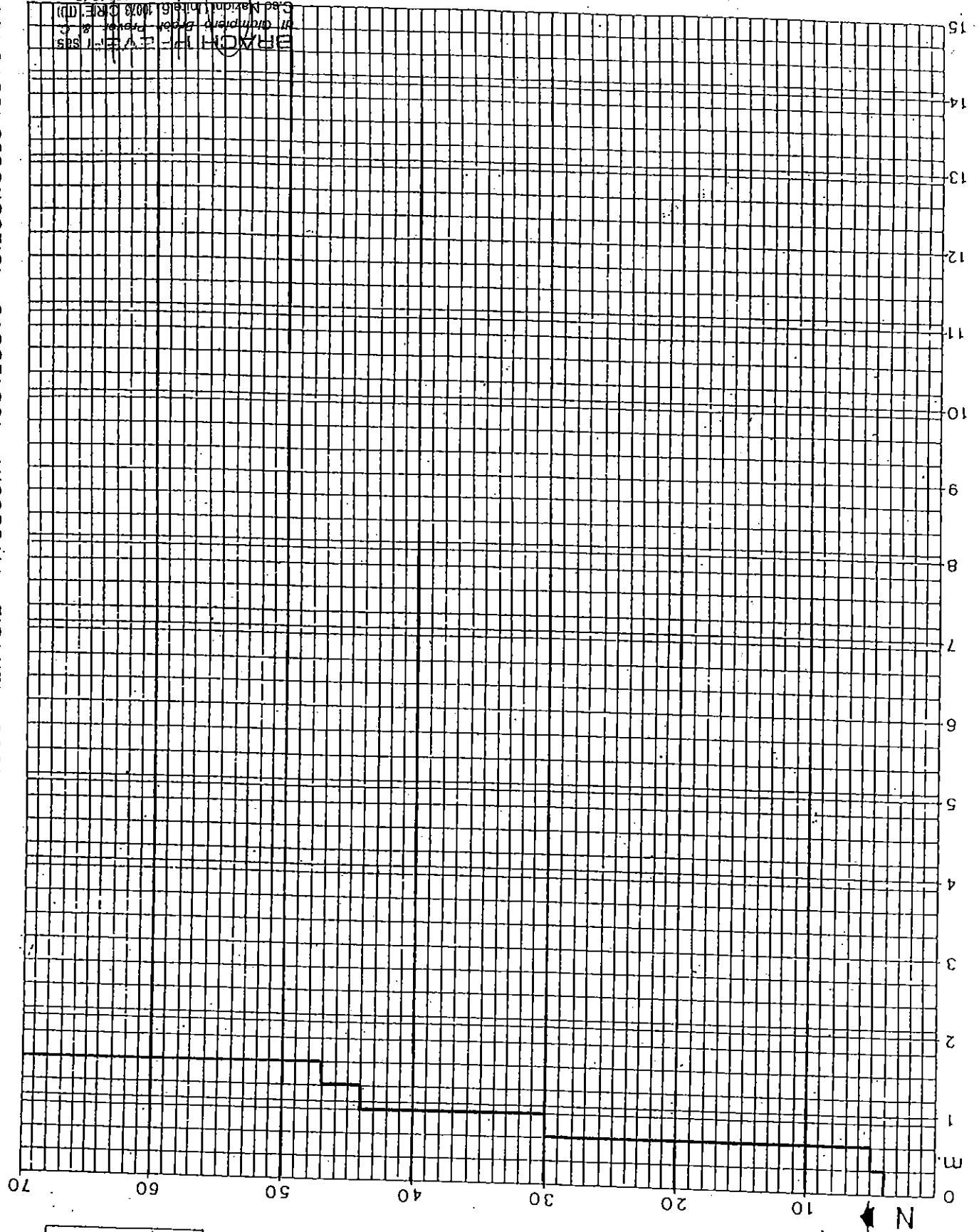
n° 3

cofide  
località

BRACH PREVER GROUP
S. MAURIZIO CANAVESE

data  
operatore

24/02/94
----------



SONDAGGI GEOGNOSTICI - CAROTAGGI - MICROPALI - TIRANTI - OPERE SPECIALI

BRACH PREVER GROUP  
 C.so Nazionale 124 - 14100 ASTI (AT)  
 Tel. (0141) 9210831 - 9211312  
 Fax 9208941  
 Partita IVA 06576800013



# COMUNE DI SAN MAURIZIO CAN.SE

Provincia di Torino

**Committeente:** Comune di San Maurizio C.se  
P.zza Martiri della Libertà' n. 1  
10077 San Maurizio C.se (TO)  
P. IVA: 01126920014

## NUOVA SCUOLA MATERNA A 6 SEZIONI

**Ubicazione :**  
Via Madonna della Neve  
San Maurizio C.Se

## PROGETTO DEFINITIVO

**Oggetto :** RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

**Prof. Arch. Giovanni TORRETTA**  
**Arch. Claudio PERINO**

Via Della Rocca 22 - 10123 TORINO

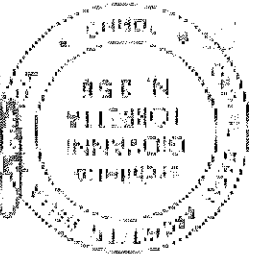


**Engineering Studio Tecnico** Associato di arch. M. Esposito, arch. F. VOLA  
**Arch. M. Esposito , Arch. F. VOLA**

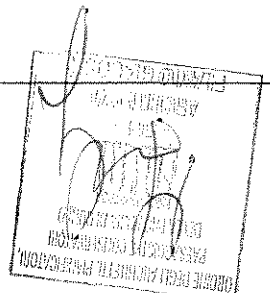
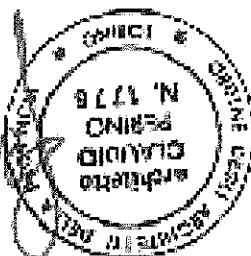
Via Circonvallazione n. 97, 10072 - Caselle Torinese (TO)

**Studio Rho e Giacosa - Architetti Associati**  
Via Santa Giulia n°64 - 10124 TORINO

**Dott. Geologo Michele DE RUVO**  
Str. Podio n°5 TROFARELLO (TO)



*Prof. Torretta*



**TAVOLA**  
**24**

NGR00/016

Data :  
Agg. :  
Agg. :

maggio 2004



REGIONE PIEMONTE

PROVINCIA DI TORINO

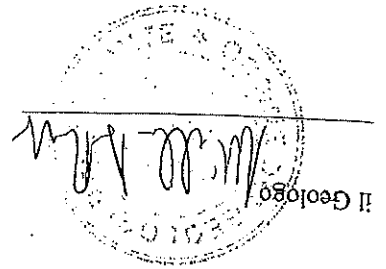
COMUNE DI S. MAURIZIO CANAVESE

Commitente:  
AMMINISTRAZIONE COMUNALE

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

NUOVA SCUOLA MATERNA  
IN VIA MADONNA DELLA NEVE

Trofarello, maggio 2004



INDAGINI IN SITU E DI LABORATORIO GEOLOGIA TECNICA ED AMBIENTALE

Studio associato in: Str. Podio, 5 - 10028 TROFARELLO (TO) Tel. e fax 011-6490619 e-mail srgeo@libero.it - P.IVA 06238770017

## INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	INQUADRAMENTO GENERALE	2
	2.1 Ubicazione	2
	2.2 Inquadramento geologico-geomorfologico	2
	2.3 Tipologia della opera, dati costruttivi sull'esistente e dati disponibili in zona	3
3.	STUDI ED INDAGINI	3
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
5.	CONSIDERAZIONI TECNICHE SULLE FONDAZIONI	7
6.	CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI	10

## ALLEGATI

All.n. 1	Inquadramento geografico ed ubicazione del sito
All.n. 2	Allegato geologico: Carta Geologica d'Italia
All.n. 3	Allegato idrogeologico al P.R.G.C.
All.n. 4	Ubicazione delle indagini
All.n. 5	Stratigrafia Pozzetti esplorativi (5 a-b-c), foto (5d)
All.n. 6	Analisi granulometrica campioni
All.n. 7	Schema di verifica dei cedimenti

Trofarello, 1 giugno 2004  
Prot. n. 36-04/25-495dr

Spett.le  
Amministrazione comunale di  
San Maurizio Canavese  
1, p. Martiri della Libertà  
10077 S. MAURIZIO C.S.E

Oggetto: Relazione geologico-tecnica sul terreno di imposta della nuova Scuola Materna  
a sei sezioni, sito nel comune di San Maurizio Canavese in via Madonna della  
Neve.

## RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

### 1. Premessa

Come da incarico ricevuto ed ai sensi della normativa tecnica vigente (D.M. e  
LL.PP. 11/3/88, Circ. P.G.R. 18/5/90 n. 11/PRE, Circ. Min. 9/1/96 n. 218/24/3, Ordinanza  
P.C.M. 20/3/03 n. 3274 e D.P.C.M. 21/10/03) si è proceduto a svolgere un'indagine  
geologico-tecnica sul terreno interessato dal progetto della nuova Scuola Materna a sei  
sezioni, sito lungo la via Madonna della Neve nel comune di San Maurizio Canavese  
(prov. di Torino.  
Scopo dello studio è stato la determinazione della situazione stratigrafica dell'area e  
delle zone limitrofe, e la verifica delle caratteristiche geologiche, geotecniche ed  
idrogeologiche del terreno di fondazione, al fine di fornire indicazioni sulle scelte  
fondazionali.  
A tal fine il giorno 6 maggio c.a. si è eseguito un rilevamento geologico della zona e  
si è eseguita una campagna di indagini in situ, effettuata con l'ausilio di n.3 Pozzetti  
esplorativi ed analisi di laboratorio.

## 2. Inquadramento generale

### 2.1 Ubicazione

L'area d'intervento (all.n.1) occupa un'estensione prativa pianeggiante, localizzata all'interno della parte del concentrico comunale posta a sud della ferrovia, in un settore già parzialmente urbanizzato a destinazione residenziale e a servizi compreso tra le vie Bertalozza e Fatebenefratelli, in prossimità della Cascina Bertoldo.

L'area forma un quadrilatero posto a Sud ed in adiacenza alla scuola elementare esistente: al confine Est vi sono le abitazioni prospicienti via Aosta a Sud l'area di nuova edificazione del PEG Bertinotto ed a Ovest la carrareccia che si diparte dalla cabina elettrica su via Madonna della Neve.

Tutta l'area presenta una morfologia pianeggiante leggermente digradante sia verso il T. Stura di Lanzo che, in generale, verso SudEst; essa è incisa inoltre da fossi campestri aventi lo scopo di drenare le sole acque superficiali di ruscellamento o di irrigazione: ne è presente uno al confine Sud dell'area ma il più importante in zona risulta essere la Gora di Malanghero.

La quota media sul livello del mare della zona è di circa 315 m s.l.m. Essa è compresa cartograficamente nel Foglio n°56 Tavolella IV S-E denominato Città della Carta d'Italia alla Scala 1:25000, è posta all'interno del Foglio n. 134160 della Carta Tecnica Regionale del Piemonte (in all.n.1 alla scala 1:10.000) e nel Foglio n°56 "Torino" della Carta Geologica d'Italia (all.n.2).

Secondo la vigente classificazione sismica dell'intero territorio nazionale il comune di S. Maurizio rientra nel grado più basso, denominato **Zona sismica n. 4** (ex zona non sismica): a tale classificazione corrisponde un valore dell'accelerazione orizzontale massima del suolo (trazione dell'accelerazione di gravità con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni) **ag pari a 0.05g**.

### 2.2 Inquadramento geologico-geomorfologico

L'area si localizza sull'Alta pianura formata dai depositi sabbioso-ghiaiosi terrazzati (Fluviale Riss) che affiorano estesamente all'interno di tutta la vasta area comprendente il sito in esame. Si tratta di antichi depositi di origine fluviale legati al processo di formazione della megaconoide della Stura di Lanzo.

Essi si trovano geneticamente sovrapposti rispetto alle Alluvioni recenti e antiche del suddetto corso d'acqua, mentre più a Nord (oltre S. Maurizio Canavese) si raccordano con i depositi fluviali mindeliani, più antichi, separati dalla superficie del terrazzo morfologico.



Dal punto di vista idrogeologico, in base agli studi ed ai dati disponibili in letteratura o nel nostro archivio, nella zona sono presenti due livelli acquiferi principali, separati da un livello continuo di argilla lacustre:

1. un acquifero superficiale freatico, all'interno dei depositi fluviali e fluvio-glaciali (Pleistocene-Olocene), di spessore compreso tra 20 e 50 m, legato all'attuale reticolato idrografico;

2. un acquifero profondo formato da un sistema multistrato in pressione, all'interno delle alternanze a diversa permeabilità presenti nei depositi fluvio-lacustri Villafanchiani.

L'acquifero superficiale freatico è ospitato all'interno di terreni ghiaiosi con permeabilità medio-alta per porosità: la quota piezometrica assoluta media è posta a circa 310 m s.l.m., con una soggiacenza compresa normalmente tra -1,5 e -5,0 m dal piano campagna (all.n.3). Essa è collegata con il T. Stura, con direzione generale di deflusso da NordOvest verso SudEst e gradiente medio.

Dal punto di vista idrogeologico i depositi più superficiali risultano caratterizzati da una buona permeabilità primaria: le escursioni del livello piezometrico non sono trascurabili a scala locale e risultano funzione diretta dell'andamento stagionale. Si ha infatti una stretta connessione del livello piezometrico con gli apporti idrici dovuti all'irrigazione: i livelli di soggiacenza risultano generalmente minimi nel periodo estivo (sino a -1,5 m da p.c.) e normali nel periodo invernale.

### 2.3 Tipologia della opere, dati costruttivi sull'esistente e dati disponibili in zona

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di un nuovo complesso scolastico costituito da due corpi di fabbrica giustapposti ortogonalmente, con forma complessiva di T, in cui il primo corpo di fabbrica è ortogonale a via Aosta ed il secondo è parallelo alla stessa via.

Si tratta di un fabbricato per la maggior parte ad un piano fuori terra: le dimensioni di massima delle strutture di entrambi i corpi di fabbrica saranno di circa 54x18 m. E' allo studio la sostituzione della parte di fabbricato relativa al locale bidelleria con un corpo centrale direzionale a 3 piani f.t. con interrato.

### 3. Studi ed indagini

- L'attività si è articolata nei seguenti punti:  
esame della documentazione disponibile in letteratura in merito all'argomento, alla situazione geologica generale e alla situazione stratigrafica ed idrogeologica locale;

- indagine geologico-stratigrafica di terreno sull'area in esame con effettuazione di un rilievo geomorfologico speditivo e di n.3 Pozzetti esplorativi con prelievo di campioni di terreno;
- caratterizzazione geotecnica ed idrogeologica dei terreni oggetto dell'indagine; considerazioni tecniche sulle fondazioni e valutazione della capacità portante.

Vengono di seguito riportate le fonti delle notizie geologico-tecniche ed idrogeologiche, relative alla zona in oggetto, ritenute fondamentali alla stesura del Progetto, desunte dalla letteratura scientifica disponibile o estratti da archivi pubblici o del nostro studio e relativi ad indagini da noi effettuate o in nostro possesso.

- Le prime si riferiscono in particolare a:
  - documentazione bibliografica relativa alle condizioni geologiche ed idrogeologiche dell'area urbana di S. Maurizio Torinese: Carta geologica (precedentemente citata) e relative Note illustrative, Allegati geologici al P.R.G.C.;
  - pubblicazione "Le acque sotterranee della pianura di Torino - Aspetti e problemi" Assessorato Ecologia della Provincia di Torino (1990);
  - secondi si riferiscono a dati nel ns. archivio ed in particolare:
    - perizia geologico-geotecnica, sul terreno di imposta dei fabbricati di civile abitazione inseriti nel Lotto 2 del P.E.C. Area Cr2.6, in Comune di S. Maurizio, luglio 2000;
    - studio geologico-geotecnico, sul terreno di imposta dei fabbricati di civile abitazione inseriti nell'Area Cr2.9, in Comune di S. Maurizio, luglio 2001, nel corso della quale sono state eseguite n. 3 Prove Penetrometriche Dinamiche SCPT ed un pozzetto esplorativo.

Il rilievo geologico-geomorfologico ed i pozzetti esplorativi sono stati eseguiti il giorno 6 maggio c.a.: i pozzetti, eseguiti mediante pala meccanica cingolata, sono stati distribuiti all'interno dell'area in oggetto in accordo con l'attuale conduttore del fondo ed in prossimità delle estremità del fabbricato in progetto (all.n.4); all'interno del primo di essi è stato prelevato un campione di terreno rimaneggiato al fine di eseguire analisi e classificazioni di laboratorio.

Essi sono stati spinti sino ad una profondità oltre la quale non è stato più possibile procedere con il mezzo a disposizione e comunque ritenuta sufficiente a caratterizzare il sito in oggetto; in particolare, a partire dal p.c., pari a:

PZ 1 = -4.00 m;  
 PZ 2 = -4.00 m;  
 PZ 3 = -4.50 m;

Le relative descrizioni stratigrafiche sono illustrate negli specifici profili stratigrafici (all.n. 5 a-b-c) e nell'allegato fotografico (al.n.5 d).  
 Le analisi granulometriche di laboratorio eseguite sul campione rimaneggiato,

prelevato durante lo scavo del pozzetto PZ 1 alla quota di -2.0 m da p.c., ha permesso di classificare il terreno presente, secondo la classificazione del sistema ASTM: i materiali costituenti questa unità possono essere classificati con la sigla G (generalmente GW), mentre secondo la classificazione CNR-UNI 10006 essi si collocano nell'ambito del gruppo A1a (all.n. 6)

La ricerca di dati d'archivio sulla resistenza del terreno ha permesso di confrontare quanto rilevato nei pozzetti con i risultati di alcune Prove Penetrometriche Dinamiche SPT, (da noi effettuate in situazioni geologiche comparabili, quali quelle di aree all'interno dello stesso comune di S. Maurizio, nonché dei comuni di Caselle, Leini etc.) e con sondaggi a carotaggio continuo del terreno, eseguiti in prossimità dell'area in esame, e nell'ambito dei quali sono state realizzate alcune prove penetrometriche continue SPT (Standard Penetration Test).

I risultati delle prove SPT e SPT sono stati notevolmente influenzati dalla presenza dei livelli ciottolosi, che hanno frequentemente costretto le prove al rifiuto ( $q > 100$  colpi/piède); ove le prove hanno raggiunto il loro termine i valori sono risultati in genere superiori a 50 colpi/piède. A tali risultati si farà riferimento nel seguito per la caratterizzazione geotecnica dei terreni in esame.

In generale si è rilevata una buona omogeneità e continuità spaziale degli orizzonti individuati, ben correlabili con le prove disponibili in zona.

La stratigrafia può quindi essere rappresentata, a partire da p.c., dai seguenti livelli omogenei:

LIVELLO 1 - da p.c. a 0.4-0.7 m:

terreno agrario prevalentemente limoso-sabbioso, di colore nocciola-bruno, sciolto e con rari ciottolotti; esso è dotato di scadenti caratteristiche geotecniche;

LIVELLO 2 - sino a oltre -4 m:

livello di ghiaie sabbiose addensate con ciottoli e blocchi ( $\varnothing$  max 40 cm), in matrice debolmente limosa sino a -1.40-1.80 m da p.c., appartenenti al fluvio-glaciale Riss e dotate di caratteristiche meccaniche da buone a ottime, con valore di riferimento del N SPT pari a 30 colpi/piède; tale livello è sicuramente di potenza decametrica.

Nel corso dello scavo di tutti i pozzetti esplorativi si è riscontrata, a partire da circa -3.5 m e sino alla quota di fondo scavo, la presenza di acqua di falda. Tale dato

concorda con quanto rilevato dai dati di archivio ed in particolare con l'allegato geologico al P.R.G.C. (all.n.3), ma è opportuno specificare che tale soggiacenza è soggetta in zona ad una forte risalita durante il periodo estivo, a causa dell'intensa irrigazione: essa risale talora fino ad una quota di 1,5 m dal p.c., come è possibile riscontrare in base alle tracce di ossidazione presenti solo superiormente a tale profondità.

#### 4. Caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di copertura incontrati e l'attribuzione dei principali parametri geotecnici, necessari per il dimensionamento delle future opere di fondazione, è stata effettuata a partire dai dati suddetti.

Essa riguarderà prevalentemente il secondo livello, che fungerà da livello di fondazione delle strutture.

Il primo livello infatti, costituito da terreno vegetale, non è propriamente caratterizzabile dal punto di vista geotecnico, vista l'eterogeneità di terreni di tale tipo.

Verranno per esso forniti dei valori indicativi, da utilizzarsi essenzialmente in fase di scavo e successivamente nella fase di valutazione della spinta delle terre:

LIVELLO	ANGOLO DI ATTRITO INTERNO $\phi$ piccolo	PESO DI VOLUME $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Valutazione dello stato di addensamento
livello 1 - vegetale	20°	15	---

Riguardo al livello di ghiaie sabbiose con ciottoli (secondo livello), è possibile stimare un valore dell'angolo di resistenza al taglio di picco mediante le correlazioni e i valori forniti da numerosi autori. In particolare Leonards (1962) propone, per terreni con percentuale di ghiaia fino al 65% e densità relativa media, dei valori compresi tra 37 e 41, mentre Lamb e Whitman (1969), per sabbia e ghiaie con densità media, propongono un campo di valori compresi tra 36 e 42. E' possibile quindi ritenere come rappresentativo del deposito un valore minimo di 40°, in modo da tenere anche conto della presenza di livelli ciottolosi.

Analogamente è possibile definire il valore di resistenza al taglio a volume costante  $\phi_{cv}$ ; Lamb e Whitman propongono, per tale parametro dei valori compresi tra 32° e 36°; mediamente si assumerà  $\phi_{cv} = 34^\circ$ . Trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli, si assumerà in favore di sicurezza un valore nullo della coesione.

La definizione dei parametri di deformazione è possibile sulla base del diagramma proposto da Janbu (1967), assumendo cautelativamente come rappresentativa del deposito una Densità relativa media  $D_r$  pari al 60%: il coefficiente di Poisson può essere assunto pari a  $\nu = 0,30$ .

Infine il peso di volume può essere valutato sulla base delle correlazioni proposte dal NAVFAC (1971) che, per terreni di questa granulometria, permette di stimare un valore di 20 kN/m<sup>3</sup>.

Riassumendo, per i terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli costituenti lo strato di fondazione, si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici:

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO $\phi$	40°	DENSITÀ RELATIVA Dr %	Coefficiente POISSON	PESO DI VOLUME Mg/m <sup>3</sup> (g/cm <sup>3</sup> )	E' Mpa	NSPT stimato
	$\phi_{cv}$					
	34°	60	0.30	2.00	40	>30



Il livello di ghiaie sabbiose con ciottoli rientra quindi all'interno della "categoria B" delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", cui corrisponde un valore del parametro  $S$  (necessario per la valutazione dello spettro di risposta elastico) pari a 1.25.

Pur essendo presente una falda freatica superficiale, in base ai dati disponibili sulla situazione geologica locale è da ritenersi estremamente improbabile che siano presenti, inferiormente al livello di fondazione, estesi strati sabbiosi o spesse lenti di sabbia sciolta, tali da rendere il terreno di fondazione suscettibile di liquefazione. Ai sensi delle "Norme tecniche per il progetto di opere di fondazione e di sostegno del terreno" tale pericolo è comunque trascurabile qualora, come nel caso in esame, il valore del prodotto  $S$  ag sia minore di 0.15 g.

## 5. Considerazioni tecniche sulle fondazioni

In generale l'impatto fondazionale del corpo di fabbricati è poco più che modesto e, viste le ottime caratteristiche meccaniche del terreno, la scelta fondazionale sarà condizionata prevalentemente dalla probabile interazione della falda con le strutture fondazionali e, sia pur periodicamente, con eventuali vani interrati e quindi dalla metodologia di impermeabilizzazione prescelta.

Nel caso in esame è possibile procedere alla realizzazione di fondazioni dirette, isolate o continue, con piano di posa sulle ghiaie sabbiose.

Per le buone caratteristiche geotecniche del sedime fondazionale, anche in presenza di falda, sono state verificate soluzioni fondazionali dirette, prevalentemente del tipo a trave rovescia (cordolo), con lato di fondazione pari a  $B = 1.0$  m.

Le soluzioni fondazionali sono state verificate a profondità d'imposta variabile (a causa del dislivello topografico) da -1.0 a -1.8 m dal p.c. attuale, nell'orizzonte ghiaioso-sabbioso.

Considerando che il terreno di fondazione è costituito da terreni granulari, la verifica della capacità portante è stata effettuata in condizioni drenate adottando la soluzione di BRINCH-HANSEN (1970):

$$(1) \quad q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

$q_{LIM}$	portata unitaria a rottura sul piano di fondazione
$\gamma$	peso di volume efficace
$c$	coesione drenata
$N_{\gamma} N_q N_c$	fattori di capacità portante dipendenti da $\phi$
$s_{\gamma} s_q s_c$	fattori di forma della fondazione
$i_{\gamma} i_q i_c$	fattori correttivi per inclinazione del carico
$b_{\gamma} b_q b_c$	fattori correttivi per inclinazione della base fondazione

Per tale tipo di fondazione e per un coefficiente di sicurezza  $F_s = 3$ , dalla (1) a -1.0 m dal piano strada si ottengono valori di portata ammissibile  $Q_{amm}$  ( $\text{kg/cm}^2$ ) sempre superiori a  $3.5 \text{ kg/cm}^2$ .

Questi valori di pressione ammissibile non possono essere utilizzati direttamente poiché occorre verificare che ad essi corrispondano cedimenti tollerabili dalla struttura: infatti nel caso di fondazioni poggianti su terreni granulari grossolani e compatti, la stabilità generale dell'opera per raggiunto limite della capacità portante è generalmente verificata. La capacità portante viene quindi ricavata in base all'ipotesi di valori a cui sono relativi cedimenti ammissibili considerati compatibili con la struttura in esame.

L'ipotesi fondazione diretta con trave rovescia è stata verificata secondo il metodo di Burland & Burbridge del "Case Histories" che è basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili da 0.80 m a 135 m e fornisce un rapporto fra cedimenti (mm) e pressione ammissibile ( $\text{kg/cm}^2$ ). Nel caso più generale, l'espressione per il calcolo dei cedimenti è:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_l \cdot [\sigma'_{vo} \cdot B_{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B_{0.7} \cdot I_c]$$

con:

$S$  = cedimenti in mm,

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta delle fondazione, in kPa,

$B$  = larghezza della fondazione in m,

$I_c$  = indice di compressibilità,

$q'$  = pressione efficace lorda in kPa,

$f_s, f_h, f_l$  = fattori correttivi della forma, spessore strato compressibile e della componente viscosa.

Adottando i parametri seguenti ed utilizzando le portate ammissibili suddette:

$q'$  = tensione litostatica netta = 22.07 kPa,

$N \text{ SPT} = 30$  colpi/piede (dato stimato per difetto in base alle prove SPT)

ed ipotizzando una fondazione a TRAVE ROVESCIA con le seguenti caratteristiche geometriche:

$p = 1.0 \text{ m}$  profondità piano di posa delle fondazioni rispetto al p.c.,

$B = 1.0 \text{ m}$  lato fondazione  $L = 54 \text{ m}$  lunghezza fondazione,

$q' = 100 \text{ kPa}$  pressione efficace lorda trasmessa al terreno ( $\sim 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ ) pari ad un carico totale di 540 T,

quota falda massima = -1.5 m da p.c.

si ottiene (all.n. 7) un cedimento immediato pari a  $S = 1.926 \text{ mm}$

ed un cedimento complessivo al tempo  $t = 30$  anni:  $S_t = 2.889 \text{ mm}$ .

Secondo lo stesso schema sono stati svolte altre ipotesi di calcolo, di seguito riportate, variando la profondità, il carico imposto e la tipologia fondazionale (quest'ultima

in particolare nella parte di fabbricato direzionale, il cui piano di fondazione è posto a -4,5 m da p.c.):

PROFONDITÀ (m)	CARICO kPa (kg/cm <sup>2</sup> )	DIMENSIONI (m)	CARICO TOTALE (T)	CEDIMENTO IMMEDIATO (mm)	CEDIMENTO A 30 ANNI (mm)
1.0	150 (1.5)	Trave 1x54	810	3.055	4.583
1.0	100 (1.0)	Trave 0.8x54	432	1.651	2.476
1.5	100 (1.0)	Trave 0.8x54	432	1.587	2.381
1.5	150 (1.5)	Trave 1x54	810	2.982	4.472
1.8	150 (1.5)	Trave 1x54	810	2.937	4.406

I valori dei cedimenti in funzione del carico susedposti, pur ricavati in favore di sicurezza, risultano ampiamente compatibili con la struttura in progetto.

Nel caso la parte di fabbricato relativa al locale bidelliera venga sostituita con un corpo centrale direzionale a 3 piani ft. con interrato, sarà necessario effettuare un'adeguata impermeabilizzazione dei muri-perimetri controllo e delle pavimentazioni degli interrat (ove presenti), mediante posa in opera di guaina bituminosa lungo i muri perimetri controllo sino ad arrivare oltre il livello massimo di risalita della falda acquifera. Si consiglia in tal caso, unitamente ai tradizionali interventi di impermeabilizzazione, la realizzazione, prima del getto della soletta, di un vespajo di intercapedine (spessore 30-40 cm) eventualmente attraversato da tubi in PVC per il drenaggio dell'acqua.

In alternativa, e con maggior grado di sicurezza, la soluzione ottimale potrebbe in tal caso consistere nella realizzazione di una "vasca a tenuta", praticamente impermeabile, in cui si ha una membrana impermeabile (sintetica o bentonitica) posata sulla base e lungo le pareti verticali di una vasca di precontenimento su cui si getta successivamente il calcestruzzo strutturale.

La realizzazione di una impermeabilizzazione siffatta rende superfua la realizzazione del vespajo di intercapedine, eventualmente attraversato da tubi in PVC per il drenaggio dell'acqua in fogna. Per la definizione delle spinte sui muri perimetri dell'interrato del fabbricato direzionale si potrà fare riferimento ai parametri geotecnici di picco definiti nei paragrafi precedenti.

E' da sottolineare come sul paramento controterra del perimetro delle parti interrate agirebbe in esercizio un regime di Spinta a riposo  $K_0$ , ciò in ragione del fatto che i muri saranno contrastati in testa dal sola del piano terra, per cui non si potrà raggiungere un livello deformativo tale da poter mobilitare la spinta attiva.

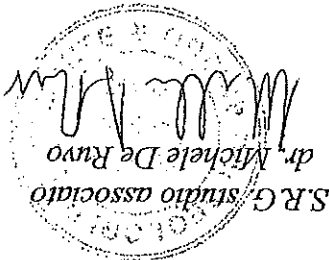
Il coefficiente di spinta a riposo  $K_0$  è stimabile per mezzo dell'espressione proposta da Jaky:  $K_0 = 1 - \sin \phi$  dove  $\phi$  è l'angolo di resistenza al taglio di picco.

Qualora l'opera di sostegno perimetrale risultasse attiva prima dell'esecuzione del solaio di testa e quindi si comportasse come un vero e proprio muro di sostegno, si potrà adottare un regime di spinta attiva.

Per ciò che riguarda gli eventuali fronti di scavo, se si tratta di fronti a sezione libera, si consiglia di adottare in prima analisi un angolo di scarpa che presenti un rapporto unitario tra lunghezza e altezza, in modo da garantire la sicurezza delle maestranze. In sede di attuazione occorrerà comunque verificare lo stato di fatto incontrato con le indagini e la persistenza delle condizioni ipotizzate nella presente relazione.

## 6. Conclusioni e raccomandazioni

- Lo studio dell'area in oggetto e delle opere previste ha evidenziato quanto segue:
- inferiormente al terreno di vegetale è presente una unità litologica, costituente il futuro sedime fondazionale, costituita da ghiaia sabbiosa, con assoluta prevalenza di ciottoli e ghiaie;
  - l'impatto fondazionale delle opere in progetto, viste le ottime caratteristiche meccaniche del terreno, e relativamente modesto anche per carichi dell'ordine di 2.0 kg/cm<sup>2</sup>; la scelta fondazionale sarà condizionata prevalentemente dalla probabile interazione della falda con le strutture fondazionali;
  - in sede di attuazione occorrerà comunque verificare lo stato di fatto incontrato con le indagini e la persistenza delle condizioni ipotizzate nella presente relazione e delle successive integrazioni.
- L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità degli interventi in progetto, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente.

  
S.R.G. studio associato  
dr. Michele De Ruvo



**INQUADRAMENTO GEOGRAFICO  
ED  
UBICAZIONE AREA IN OGGETTO**

**C.T.R. Scala 1 : 10.000**

Sezione n° 134160



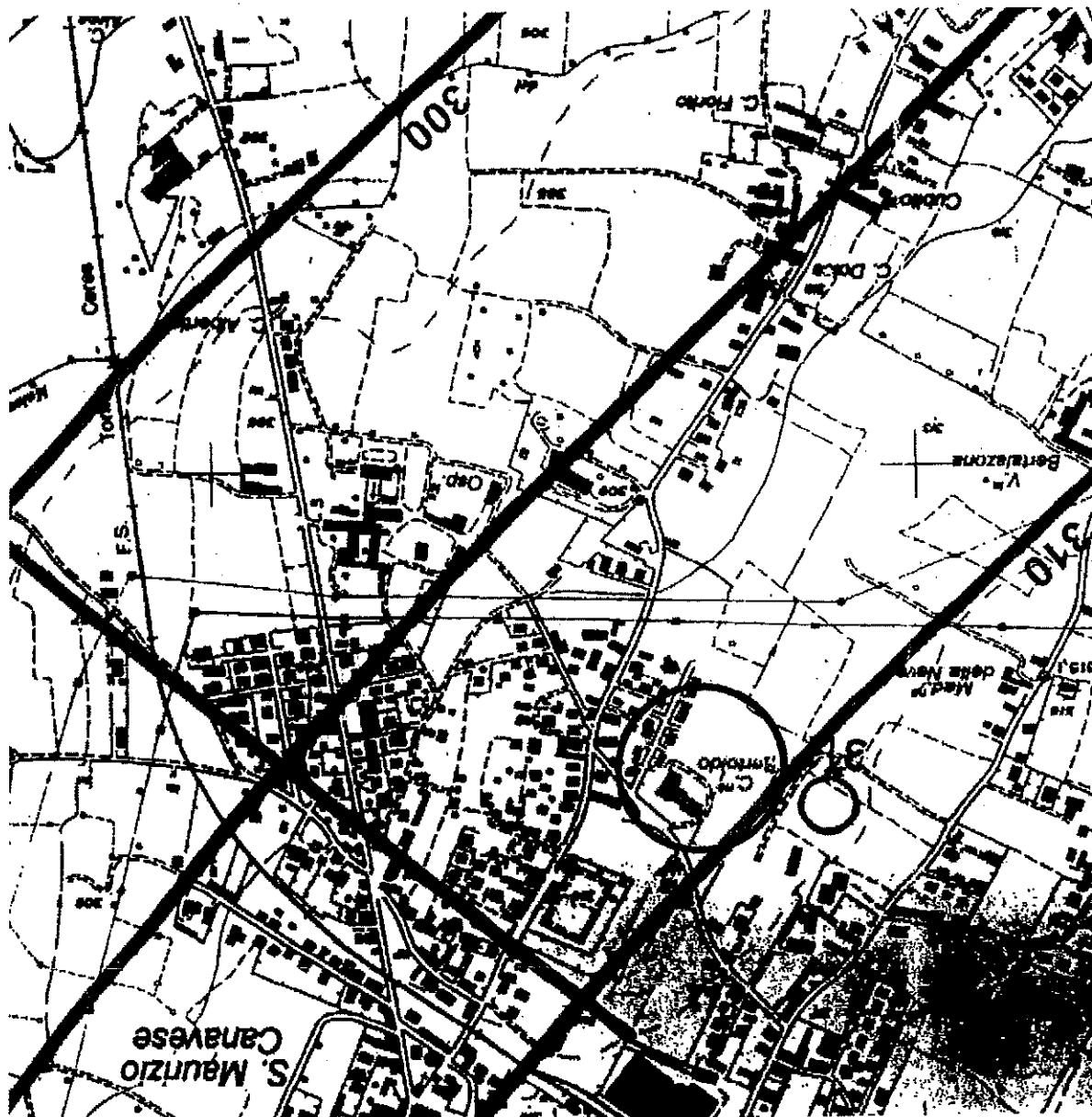
INQUADRAMENTO GEOLOGICO  
CON  
UBICAZIONE AREA IN OGGETTO

Scala 1 : 100.000



LEGENDA

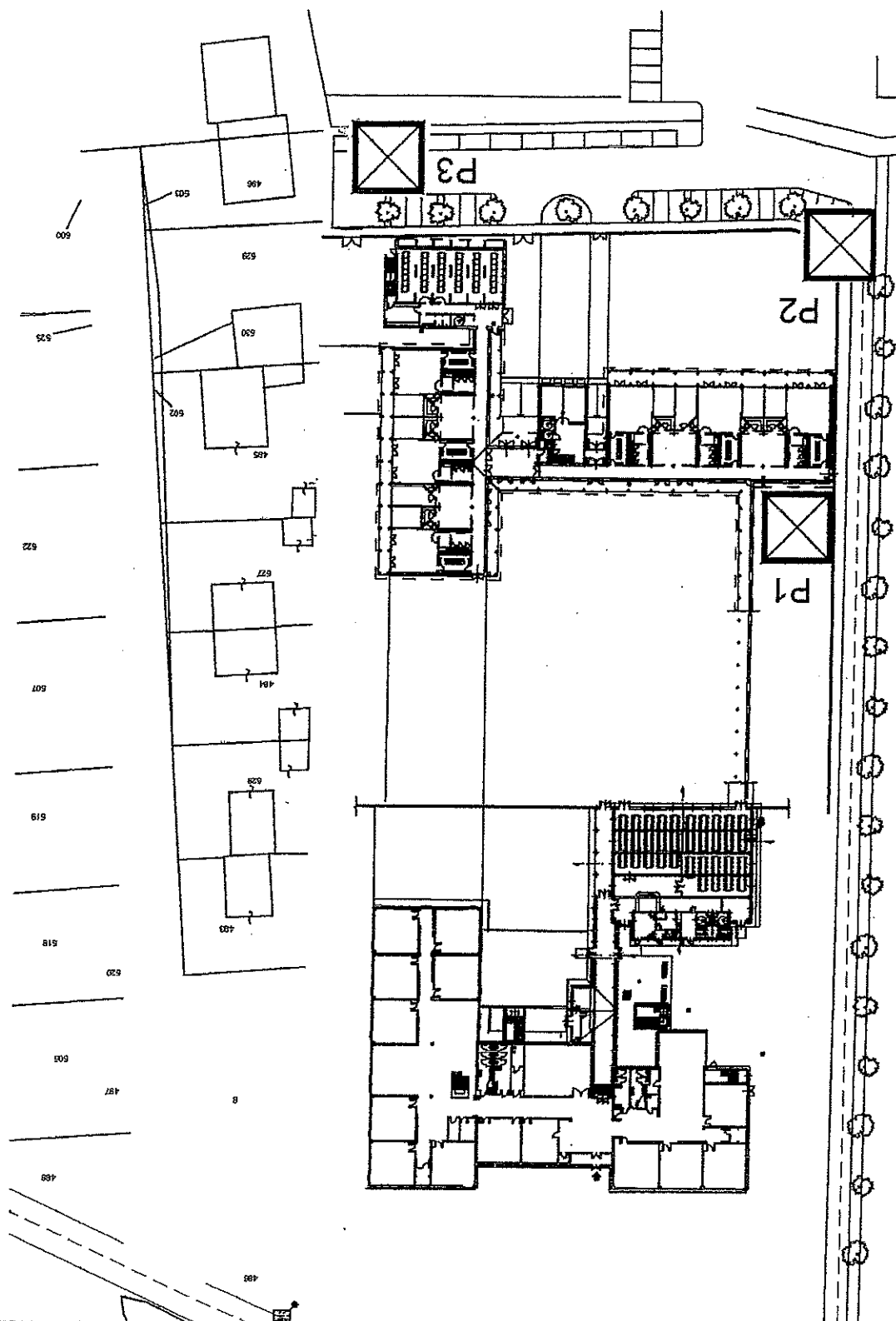
Ubicazione area  
Alluvioni recenti  
Fluvioglaciale  
Substrato terziario



S.B.G.

# UBICAZIONE POZZETTI ESPLORATIVI

scala 1:1000



P1



Ubicazione pozzetti esplorativi



## POZZETTO ESPLORATIVO n. 1

Committente: Comune S. Maurizio C.se

Data: 06/05/2004

Metodo di scavo: benna a braccio rovescio

Ditta: AIMO BOOT Srl

Ubicazione terreno: S. Maurizio C.se - v. Madonna della Neve

larghezza: 2

lunghezza: 3 m

Classificazione terreno:

Operatore: dr. De Ruvo Michele

Profondità (m)	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica		Campioni prove geognostiche	Campioni analisi chimiche	Campioni analizzati	riporto	colore	odore	Profondità livello acqua	Note
1		Terreno vegetale: limo sabbioso bruno con ciottoli									
2		Ghiaia e ciottoli grigio-bruna con sabbia in matrice limosa									
3		Ghiaia e ciottoli grigio-bruna con sabbia e blocchi $\phi$ max 40 cm		C1		PZ1 / 2.0					
4											
5		fondo scavo								- 3,7 m	
6											

# POZZETTO ESPLORATIVO n. 2

Committente: Comune S. Maurizio C.se

Data: 06/05/2004

Metodo di scavo: benna a braccio rovescio

Ditta: AIMO BOOT Srl

Ubicazione terreno: S. Maurizio C.se - V. Madonna della Neve

larghezza : 2

lunghezza: 3 m

Classificazione terreno:

Operatore: dr. De Ruvo Michele

Profondità (m)	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni prove geognostiche	Campioni analisi chimiche	Campioni analizzati	riporto	colore	odore	Profondità livello acqua	Note
1		Terreno vegetale: limo sabbioso bruno con ciottoli								
2		Ghiaia e ciottoli grigio-bruna con sabbia in matrice limosa								
3		Ghiaia e ciottoli grigio-bruna con sabbia e blocchi $\phi$ max 40 cm								
4									- 3,5 m	
5		fondo scavo								
6										

## POZZETTO ESPLORATIVO n. 3

Committente: Comune S. Maurizio C.se

Data: 06/05/2004

Metodo di scavo: benna a braccio rovescio

Ditta: ALMO BOOT Srl

Ubicazione terreno: S. Maurizio C.se - v. Madonna della Neve

larghezza : 2

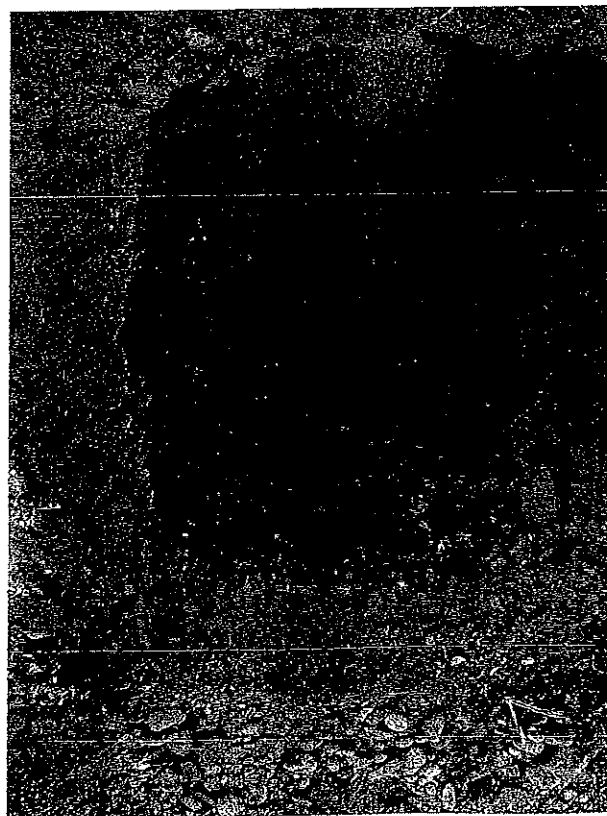
lunghezza: 3 m

Classificazione terreno:

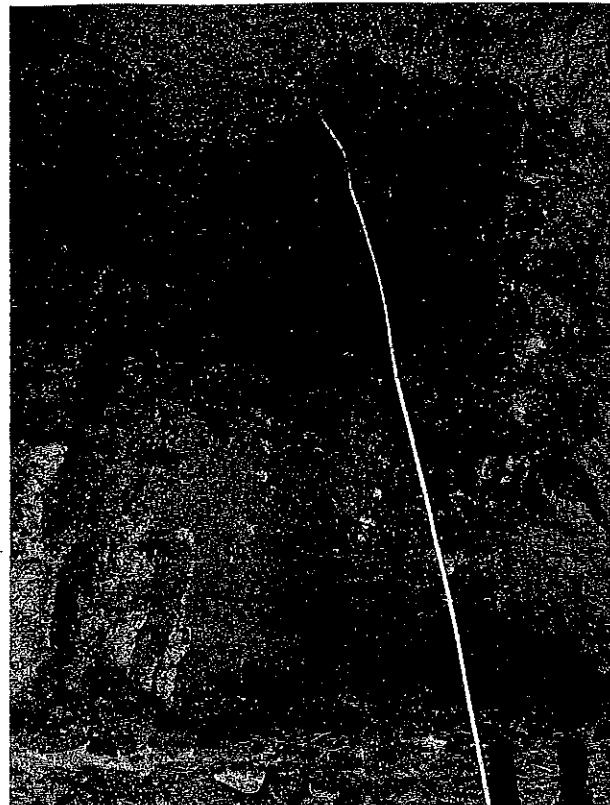
Operatore: dr. De Ruvo Michele

Profondità (m)	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica		Campioni prove geognostiche	Campioni analisi chimiche	Campioni analizzati	riporto	colore	odore	Profondità livello acqua	Note
1	5	Terreno vegetale: limo sabbioso bruno con ciottoli									
2		Ghiaia e ciottoli grigio-bruna con sabbia in matrice limosa									
3		Ghiaia e ciottoli grigio-bruna con sabbia e blocchi $\phi$ max 40 cm									
4		fondo scavo									
5										- 3,5 m	
6											

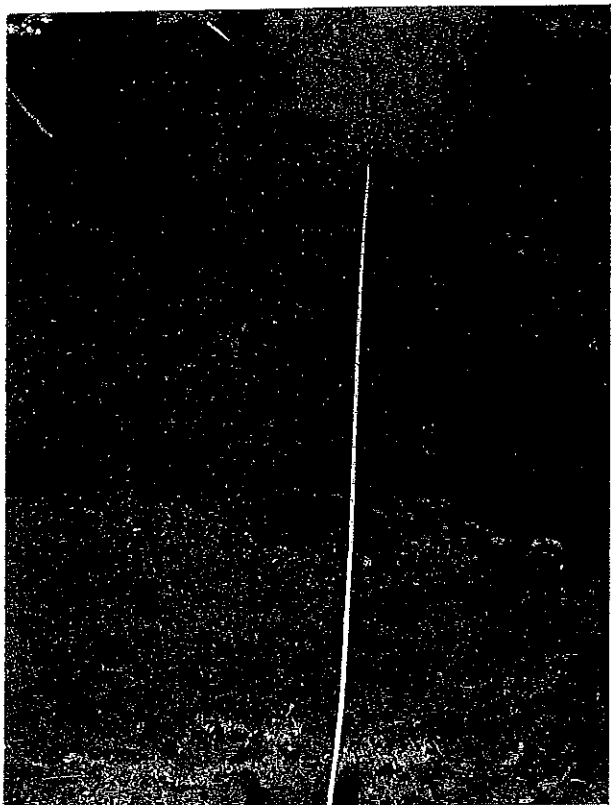
Pozzetto esplorativo n.1



Pozzetto esplorativo n.2



Pozzetto esplorativo n.3

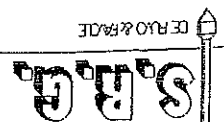




Str. Podio, 5 - 10028 TROFARELLO Tel. e fax 011-6490619

## LABORATORIO TERRE

## ANALISI GRANULOMETRICA



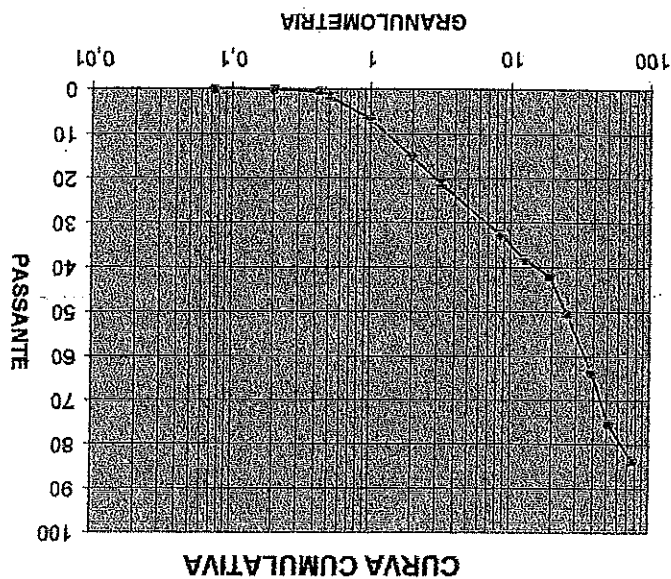
Committente: Comune S. Maurizio C.se Campione n. 1 Data: 04/06/02

Lotto: PZ1 / 2,0

 Ubicazione terreno: S. Maurizio C.se - v. Madonna Neve da Q.P. m. -2  
 Classificazione terreno (metodo U.S.C.S.): GW Ghiaia sabbiosa con ciottoli

Peso terreno analizzato (g) = 6538

SETACCIO	TRATTENUTO	PASSANTE	PASSANTE
maglie mm	gr.	gr.	%
76,2	1054,5	5483,5	83,87
50,8	562,7	4920,8	75,26
38,1	755,6	4165,2	63,71
25,4	852,3	3312,9	50,67
19,05	565,9	2747	42,02
12,7	246,0	2501	38,25
8,5	366,2	2134,8	32,65
3,2	743,5	1391,3	21,28
2	393,5	997,8	15,26
1	552,4	445,4	6,81
0,5	325,4	120	1,84
0,425	76,2	43,8	0,67
0,2	35,2	8,6	0,13
0,074	7,3	1,3	0,02



NOTE: Vaghiatura per via umida

LIMITE LIQUIDO (WL) = Non possibile

INDICE DI PLASTICITÀ (IP) = Non possibile

Operatore: dr. De Ruvo Michele



REGIONE  
PIEMONTE

# COMUNE DI SAN MAURIZIO CANAVESE

## PROVINCIA DI TORINO

Piazza Martiri della Libertà 1 - 10077 San Maurizio Canavese - tel: 011/9263279 - fax: 011/9263285

### LAVORI DI AMPLIAMENTO DELLA SCUOLA MATERNA DI VIA GENERAL CABRERA

## PROGETTO DEFINITIVO

## RELAZIONE GEOTECNICA

#### I PROGETTISTI

- Ing. Carlo Pisanu -



ORDINE INGEGNERI  
PROVINCIA ORISTANO

n. 420 Dr. Ing. Carlo Pisanu

- Ing. Daniele Piras -



ORDINE INGEGNERI  
PROVINCIA ORISTANO

n. 558 Dr. Ing. Daniele Piras

#### IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

- Geom. Donatella Bellezza Quater -

「  
」  
「  
」

#### COLLABORATORI

- Ing. Dino Tatti -

**Scala:**

**Marzo 2011**

**Elaborato: N**

Il presente disegno è di proprietà esclusiva della stazione appaltante  
e non può essere riprodotto né consegnato a terzi  
senza autorizzazione scritta, ex articolo 99 Legge 22/04/1941 N°633

**Note**

## INDICE

### Sommario

PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GENERALE .....	2
2.1 Ubicazione .....	2
2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO.....	4
2.3 TIPOLOGIA DELLA OPERE, DATI COSTRUTTIVI SULL'ESISTENTE E DATI DISPONIBILI IN ZONA.....	5
3. STUDI ED INDAGINI .....	5
CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	9
5. CONSIDERAZIONI TECNICHE SULLE FONDAZIONI.....	11
6. CONCLUSIONI.....	14

## **PREMESSA**

Lo scopo di questa relazione è quello di definire le caratteristiche meccaniche del suolo in cui verrà edificata la nuova Scuola Materna di San Maurizio Canavese, in via Madonna della Neve.

Il presente lavoro si basa sulle indagini geologico-tecniche che sono state condotte sul terreno interessato dal progetto, dallo studio S.R.G. del Dott. Geologo Michele De Ruvo.

In tali verifiche venne eseguito un rilevamento geologico della zona e una campagna di indagini in situ, effettuata con l'ausilio di n.3 Pozzetti esplorativi ed analisi di laboratorio.

L'esito degli studi definì il quadro della situazione stratigrafica dell'area e delle zone limitrofe, e la verifica delle caratteristiche geologiche, geotecniche ed idrogeologiche del terreno di fondazione, al fine di fornire indicazioni sulle scelte fondazionali.

## **2. INQUADRAMENTO GENERALE**

### **2.1 Ubicazione**

L'area d'intervento, indicata nella foto n. 1, occupa un'estensione prativa pianeggiante, localizzata all'interno della parte del concentrico comunale posta a sud della ferrovia, in un settore già parzialmente urbanizzato a destinazione residenziale e a servizi compreso tra le vie Bertalazona e Fatebenefratelli, in prossimità della Cascina Bertoldo. L'area forma un quadrilatero posto a Sud ed in adiacenza alla scuola elementare esistente: ai confine Est vi sono le abitazioni prospicienti via Aosta a Sud l'area di nuova edificazione del PEC Bertinetto ed a Ovest la carrareccia che si diparte dalla cabina elettrica su via Madonna della Neve.

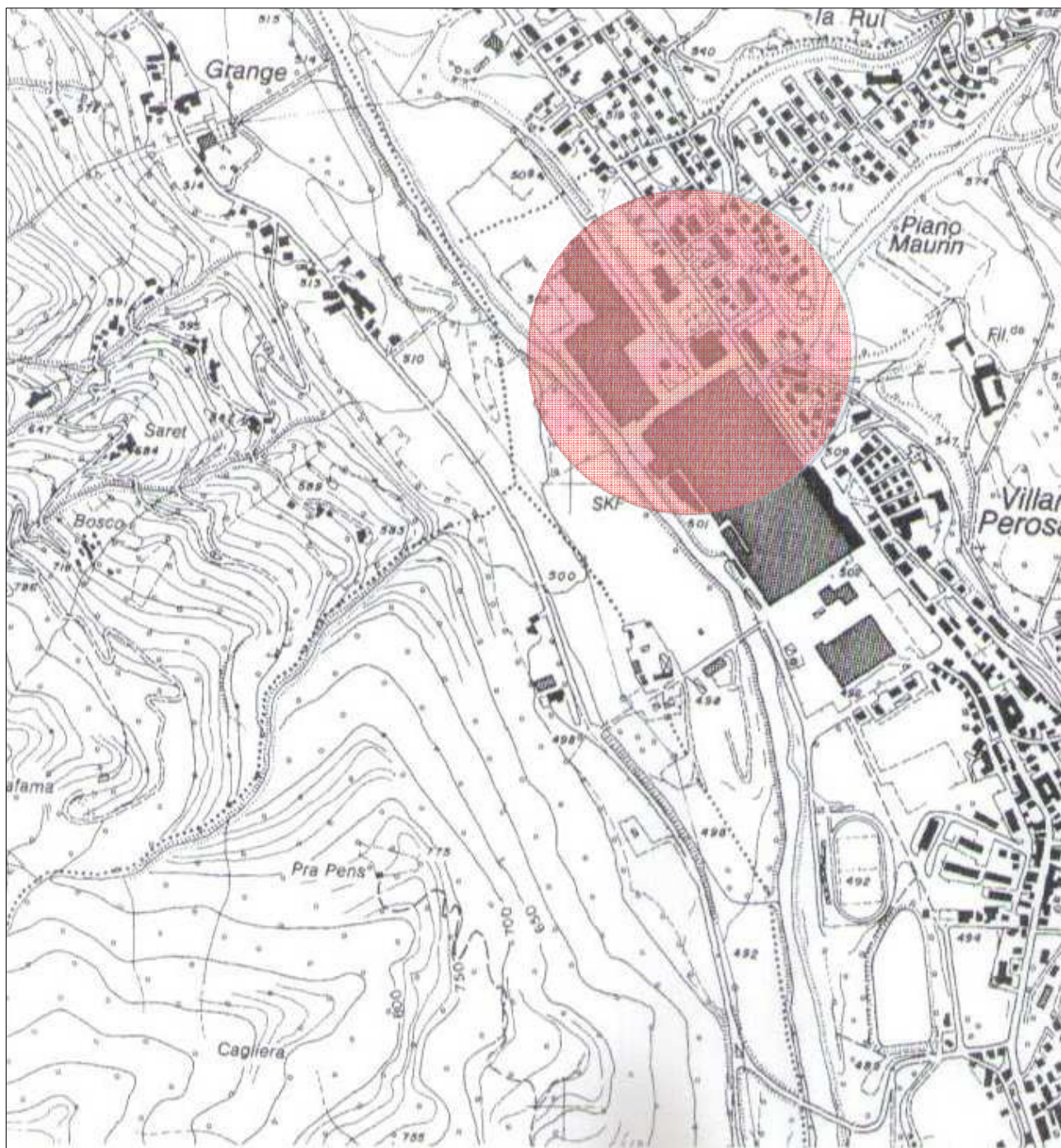
Tutta l'area presenta una morfologia pianeggiante leggermente digradante sia verso il T. Stura di Lanzo che, in generale, verso Sud-Est; essa è incisa inoltre da fossi campestri aventi lo scopo di drenare le sole acque superficiali di ruscellamento o di irrigazione: ne è presente uno al confine Sud dell'area ma il più importante in zona risulta essere la Gora di Malanghero.

La quota media sul livello del mare della zona è di circa 315 m s.l.m. Essa è compresa cartograficamente nel Foglio n°56 Tavolett a IV S-E denominato Cirié della Carta d'Italia alla Scala 1:25.000, è posta all'interno del Foglio n. 134.160 della Carta



Tecnica Regionale del Piemonte (in all. n.1 alla scala 1:10.000) e nel Foglio n°56 "Torino" della Carta Geologica d'Italia (all. n.2).

Secondo la vigente classificazione sismica dell'intero territorio nazionale il comune di S Maurizio rientra nel grado più basso, denominato **Zona sismica n. 4** (ex zona non sismica): a tale classificazione corrisponde un valore dell'accelerazione orizzontale massima del suolo (frazione dell'accelerazione di gravità con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni)  $a_g$  pari a **0.05g**.



Inquadramento geografico ed ubicazione area in oggetto. C.T.R. Scala 1:10.000

## 2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

L'area si localizza sull'Alta pianura formata dai depositi sabbioso-ghiaiosi terrazzati (Fluviale Riss) che affiorano estesamente all'interno di tutta la vasta area comprendente il sito in esame. Si tratta di antichi depositi di origine fluviale legati al processo di formazione della megaconoide della Stura di Lanzo. Essi si trovano geneticamente sopraelevati rispetto alle Alluvioni recenti e antiche del suddetto corso d'acqua, mentre più a Nord (oltre S. Maurizio Canavese) si raccordano con i depositi fluviali mindeliani, più antichi, separati dalla superficie del terrazzo morfologico.

Dal punto di vista idrogeologico è emerso dalle indagini che nella zona sono presenti due livelli acquiferi principali, separati da un livello continuo di argilla lacustre:

1. un acquifero superficiale freatico, all'interno dei depositi fluviali e fluvioglaciali (Pleistocene-Olocene), di spessore compreso tra 20 e 50 m, legato all'attuale reticolato idrografico;
2. un acquifero profondo formato da un sistema multistrato in pressione, all'interno delle alternanze a diversa permeabilità presenti nei depositi fluvio-lacustri Villafranchiani.

L'acquifero superficiale freatico è ospitato all'interno di terreni ghiaiosi con permeabilità medio - alta per porosità: la quota piezometrica assoluta media è posta a circa 310 m s.l.m., con una soggiacenza compresa normalmente tra -1.5 e -5.0 m dal piano campagna (all. n.3). Essa è collegata con il T. Stura, con direzione generale di deflusso da Nord-ovest verso Sud-Est e gradiente medio.

Dal punto di vista idrogeologico i depositi più superficiali risultano caratterizzati da una buona permeabilità primaria: le escursioni del livello piezometrico non sono trascurabili a scala locale e risultano funzione diretta dell'andamento stagionale. Si ha infatti una stretta connessione del livello piezometrico con gli apporti idrici dovuti all'irrigazione: i livelli di soggiacenza risultano generalmente minimi nel periodo estivo (sino a -1.5 m da p.c.) e normali nel periodo invernale.

## 2.3 TIPOLOGIA DELLA OPERE, DATI COSTRUTTIVI SULL'ESISTENTE E DATI DISPONIBILI IN ZONA

L'intervento in progetto prevede l'ampliamento del complesso scolastico costituito da due corpi di fabbrica di cui il primo è rappresentato dalla scuola materna e il secondo sempre all'interno dello stesso lotto ospita la scuola elementare.

L'ampliamento in particolare riguarda la realizzazione di un fabbricato per la maggior parte ad un piano fuori terra che si interporrà tra le due scuole creandone una connessione.

## 3. STUDI ED INDAGINI

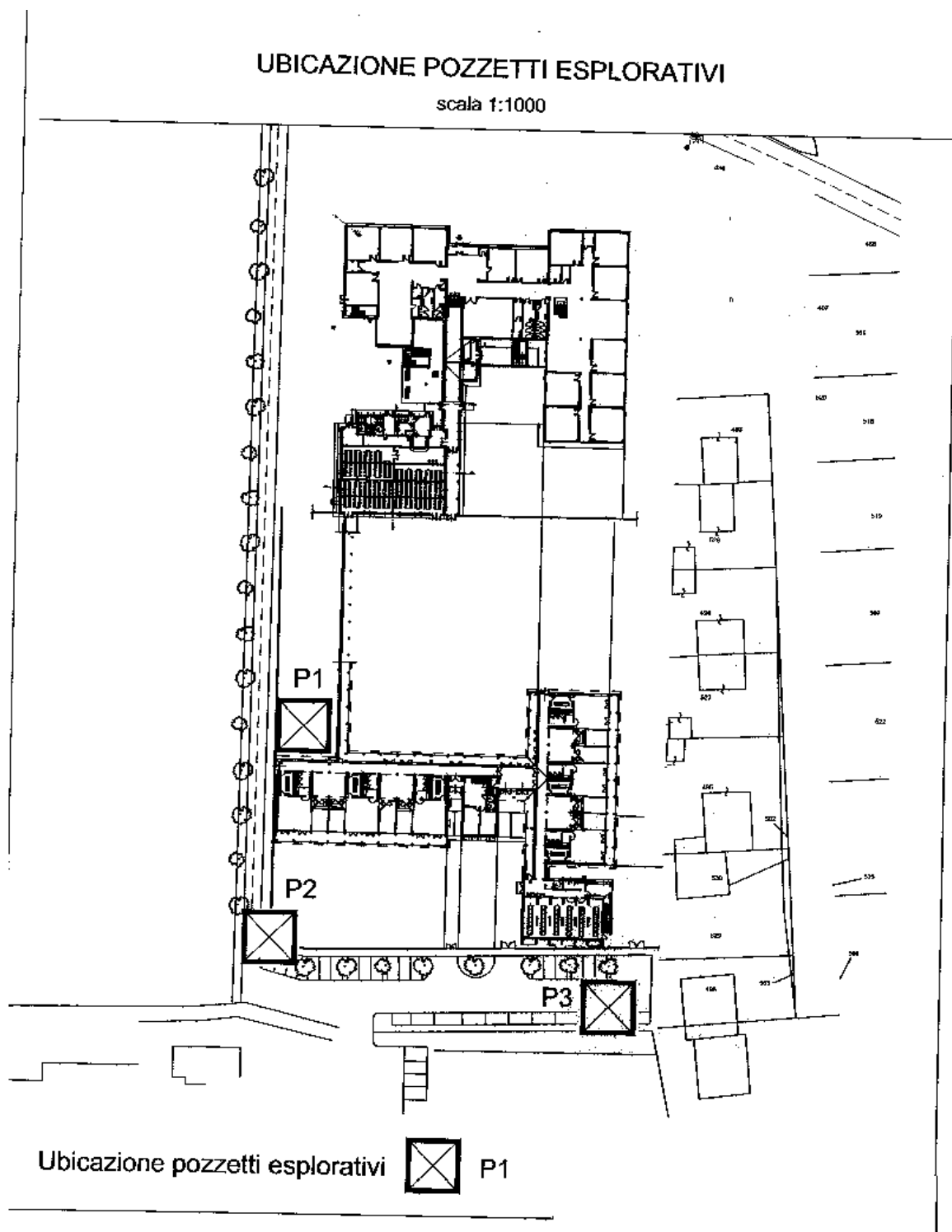
L'attività si è articolata nei seguenti punti:

- esame della documentazione disponibile in letteratura in merito all'argomento, alla situazione geologica generale e alla situazione stratigrafica ed idrogeologica locale;
- esame dello studio precedentemente condotto dal Dott. Geologo Michele De Ruvo in occasione della stesura del primo progetto di realizzazione della scuola materna oggetto di ampliamento, *sulla base della indagine* geologico-stratigrafica di terreno sull'area in esame con effettuazione di un *rilievo geomorfologico* speditivo e di n.3 Pozzetti esplorativi con prelievo di campioni di *terreno*;
- esame della *caratterizzazione* geotecnica ed idrogeologica dei terreni oggetto dell'indagine svolta dal Dott. Geologo Michele De Ruvo;
- considerazioni tecniche sulle fondazioni e valutazione della capacità portante.

Vengono di seguito riportate le fonti utilizzate per definire la zona in oggetto sia per gli aspetti geologici che idrogeologici, elementi ritenuti fondamentali alla stesura del Progetto:

- documentazione bibliografica relativa alle condizioni geologiche ed idrogeologiche dell'area urbana di S. Maurizio Torinese: Carta geologica (precedentemente citata) e relative Note illustrative, Allegati geologici al P.R.G.C.;
- pubblicazione "Le acque sotterranee della pianura di Torino - Aspetti e problemi" Assessorato Ecologia della Provincia di Torino (1990);

Il rilievo geologico-geomorfologico specifico sull'area venne eseguito tramite l'ausilio di pozzetti esplorativi. I pozzetti, realizzati mediante pala meccanica cingolata, furono posizionati all'interno dell'area in oggetto in accordo con l'attuale conduttore del fondo ed in prossimità delle estremità del fabbricato in progetto;



Ubicazione pozzetti esplorativi. Scala 1:1.000



In base allo studio del De Ruvo, all'interno del primo fu prelevato un campione di terreno rimaneggiato al fine di eseguire analisi e classificazioni di laboratorio.

La profondità di scavo venne definita in base alla capacità del mezzo a disposizione e comunque ritenuta sufficiente a caratterizzare il sito in oggetto; in particolare, a partire dal p. c, pari a:

PZ1 = -4.00 m;

PZ2 = - 4.00 m;

PZ 3 = -4.50 m.

Per la caratterizzazione stratigrafica di ciascun pozzetto si rimanda alla relazione del geol. M. De Ruvo.

Le analisi granulometriche di laboratorio eseguite sul campione rimaneggiato, prelevato durante lo scavo del pozzetto PZ 1 alla quota di -2.0 m da p.c, hanno permesso di classificare il terreno presente, secondo la classificazione del sistema ASTM:

i materiali costituenti questa unità possono essere classificati con la sigla Q (generalmente GW), mentre secondo la classificazione CNR-UN110006 essi si collocano nell'ambito del gruppo A1a.

La ricerca di dati d'archivio sulla resistenza del terreno ha permesso di confrontare quanto rilevato nei pozzetti con i risultati di alcune Prove Penetrometriche Dinamiche SCPT realizzate dal De Ruvo, effettuate in situazioni geologiche comparabili, quali quelle di aree all'interno dello stesso comune di S. Maurizio, nonché dei comuni di Caselle, Leinì etc.) e con sondaggi a carotaggio continuo del terreno, eseguiti in prossimità dell'area in esame, e nell'ambito dei quali sono state realizzate alcune prove penetrometriche continue SPT (Standard Penetration Test).

I risultati delle prove SPT e SCPT sono stati notevolmente influenzati dalla presenza dei livelli ciottolosi, che hanno frequentemente costretto le prove al rifiuto ( $q > 100$  colpi/piede); ove le prove hanno raggiunto il loro termine i valori sono risultati in genere superiori a 50 colpi/piede. A tali risultati si farà riferimento nel seguito per la caratterizzazione geotecnica dei terreni in esame.

In generale si è rilevata una buona omogeneità e continuità spaziale degli orizzonti individuati, ben correlabili con le prove disponibili in zona.



Pozzetto esplorativo n.1



Pozzetto esplorativo n.2



Pozzetto esplorativo n.3

La stratigrafia può quindi essere rappresentata, a partire da p.c, dai seguenti livelli omogenei:

LIVELLO 1 - da p.c. a 0.4-0.7 m:

terreno agrario prevalentemente limoso-sabbioso, di colore nocciola-bruno, sciolto e con rari ciotoletti; esso è dotato di scadenti caratteristiche geotecniche;

LIVELLO 2 - sino a oltre -4 m:

livello di ghiaie sabbiose addensate con ciottoli e blocchi (0 max 40 cm), in matrice debolmente limosa sino a -1.40-1.80 m da p.c, appartenenti al fluvioglaciale Riss e dotate di caratteristiche meccaniche da buone a ottime, con valore di riferimento del N SCPT pari a 30 colpi/piede; tale livello è sicuramente di potenza decametrica.

Nel corso dello scavo di tutti i pozzetti esplorativi si era riscontrata, a partire da circa -3.5 m e sino alla quota di fondo scavo, la presenza di acqua di falda.

Tale dato concorda con quanto rilevato dai dati di archivio ed in particolare con l'allegato geologico al P.R.G.C. (all n 3), ma è opportuno specificare che tale soggiacenza è soggetta in zona ad una forte risalita durante il periodo estivo, a causa dell'intensa irrigazione: essa risale talora fino ad una quota di - 1,5 m dal p.c, come è possibile riscontrare in base alle tracce di ossidazione presenti solo superiormente a tale profondità.

## **CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

La caratterizzazione geotecnica dei terreni di copertura incontrati e l'attribuzione dei principali parametri geotecnici, necessari per il dimensionamento delle future opere di fondazione, è stata effettuata a partire dai dati suddetti.

Essa riguarderà prevalentemente il secondo livello, che fungerà da livello di fondazione delle strutture.

Il primo livello infatti, costituito da terreno vegetale, non è propriamente caratterizzabile dal punto di vista geotecnico, vista l'eterogeneità di terreni di tale tipo.

Verranno per esso forniti dei valori indicativi, da utilizzarsi essenzialmente in fase di scavo e successivamente nella fase di valutazione della spinta delle terre:

LIVELLO	ANGOLO DI ATTRITO INTERNO $\phi$ picco	PESO DI VOLUME $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Valutazione dello stato di addensamento
<i>livello 1 - vegetale</i>	20°	15	----

Riguardo al livello di ghiaie sabbiose con ciottoli (secondo livello), è possibile stimare un valore dell'angolo di resistenza al taglio di picco mediante le correlazioni e i valori forniti da numerosi autori.

In particolare Leonards (1962) propone, per terreni con percentuale di ghiaia fino al 65% e densità relativa media, dei valori compresi tra 37 e 41, mentre Lambe e Whitman (1969), per sabbia e ghiaie con densità media, propongono un campo di valori compresi tra 36 e 42. E' possibile quindi ritenere come rappresentativo del deposito un valore minimo di 40°, in modo da tenere anche conto della presenza di livelli ciottolosi.

Analogamente è possibile definire il valore di resistenza al taglio a volume costante  $c_v$ ; Lambe e Whitman propongono, per tale parametro dei valori compresi tra 32° e 36°: mediamente si assumerà  $c_v = 34^\circ$ . Trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli, si assumerà in favore di sicurezza un valore nullo della coesione. La definizione dei parametri di deformazione è possibile sulla base del diagramma proposto da Janbu (1967), assumendo cautelativamente come rappresentativa del deposito una Densità relativa media  $D_r$  pari al 60%: il coefficiente di Poisson può essere assunto pari a  $\nu = 0,30$ .

Infine il peso di volume può essere valutato sulla base delle correlazioni proposte dal NAVFAC (1971) che, per terreni di questa granulometria, permette di stimare un valore di 20 kN/m.

Riassumendo, per i terreni ghiaioso-sabbiosi con ciottoli costituenti lo strato di fondazione, si ritiene corretto assumere i seguenti parametri geotecnici:

ANGOLO DI ATTRITO INTERNO $\phi$		DENSITÀ RELATIVA $D_r$ %	Coefficiente POISSON	PESO DI VOLUME $Mg/m^3$ (g/cm <sup>3</sup> )	E' Mpa	NSPT stimato
picco	$c_v$	60	0.30	2.00	40	>30



40°	34°					
-----	-----	--	--	--	--	--

Il livello di ghiaie sabbiose con ciottoli rientra quindi all'interno della "**categoria B**" delle "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", cui corrisponde un valore del parametro **S** (necessario per la valutazione dello spettro di risposta elastico) pari a **1.25**.

Pur essendo presente una falda freatica superficiale, in base ai dati disponibili sulla situazione geologica locale è da ritenersi estremamente improbabile che siano presenti, inferiormente al *livello* di fondazione, estesi strati sabbiosi o spesse lenti di sabbia sciolta, tali da rendere il terreno di fondazione suscettibile di liquefazione.

Ai sensi delle "Norme tecniche per il progetto di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" tale pericolo è comunque trascurabile qualora, come nel caso in esame, il valore del prodotto **S a<sub>g</sub>** sia minore di **0.15 g**.

## 5. CONSIDERAZIONI TECNICHE SULLE FONDAZIONI

In generale l'impatto fondazionale del corpo di fabbricati è poco più che modesto e, viste le ottime caratteristiche meccaniche del terreno, la scelta fondazionale sarà condizionata prevalentemente dalla probabile interazione della falda con le strutture fondazionali e, sia pur periodicamente, con eventuali vani interrati e quindi dalla metodologia di impermeabilizzazione prescelta. Tale considerazione è avvalorata dalla mancanza di tracce di cedimenti e quindi di fessurazioni all'interno ed all'esterno dei fabbricati esistenti.

Nel caso in esame è possibile procedere alla realizzazione di fondazioni dirette, isolate o continue, con piano di posa sulle ghiaie sabbiose.

Per le buone caratteristiche geotecniche del sedime fondazionale, anche in presenza di falda, sono state verificate soluzioni fondazionali dirette, prevalentemente del tipo a trave rovescia (cordolo), con lato di fondazione pari a  $B = 1.0$  m.

Le soluzioni fondazionali sono state verificate a profondità d'imposta variabile (a causa del dislivello topografico) da -1.0 a -1.8 m dal p.c. attuale, nell'orizzonte ghiaioso-sabbioso.

Considerando che il terreno di fondazione è costituito da terreni granulari, la verifica della capacità portante è stata effettuata in condizioni drenate adottando la soluzione di BRINCH-HANSEN (1970):

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

dove:

q <sub>LIM</sub>	portata unitaria a rottura sul piano di fondazione
γ	peso di volume efficace
c	coesione drenata
N <sub>γ</sub> N <sub>q</sub> N <sub>c</sub>	Fattori di capacità portante dipendenti da
S <sub>γ</sub> s <sub>q</sub> s <sub>c</sub>	Fattori di forma della fondazione
i <sub>γ</sub> i <sub>q</sub> i <sub>c</sub>	Fattori correttivi per inclinazione del carico
b <sub>γ</sub> b <sub>q</sub> b <sub>c</sub>	Fattori correttivi per inclinazione della base fondazione
g <sub>γ</sub> g <sub>q</sub> g <sub>c</sub>	Fattori correttivi per inclinazione del piano di campagna
d <sub>c</sub> d <sub>q</sub>	Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa

Per tale tipo di fondazione e per un coefficiente di sicurezza F<sub>s</sub> = 3, dalla (1) a -1.0 m dal piano strada si ottengono valori di portata ammissibile Q<sub>amm</sub> (kg/cm<sup>2</sup>) sempre superiori a 3.5 kg/cm<sup>2</sup>.

Questi valori di pressione ammissibile non possono essere utilizzati direttamente poiché occorre verificare che ad essi corrispondano cedimenti tollerabili dalla struttura: infatti nel caso di fondazioni poggianti su terreni granulari grossolani e compatti, la stabilità generale dell'opera per raggiunto limite della capacità portante è generalmente verificata.

La capacità portante viene quindi ricavata in base all'ipotesi di valori a cui sono relativi cedimenti ammissibili considerati compatibili con la struttura in esame.

L'ipotesi fondazione diretta con trave rovescia è stata verificata secondo il metodo di Burland & Burbridge dei "Case Histories" che è basato su un'analisi statistica di oltre 200 casi reali, comprendenti fondazioni di dimensioni variabili da 0.80 m a 135 m e fornisce un rapporto fra cedimenti (mm) e pressione ammissibile (kg/cm<sup>2</sup>).

Nel caso più generale, l'espressione per il calcolo dei cedimenti è:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \left( \sigma'_{vo} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{vo}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right)$$

con:

$S$  = cedimenti in mm,

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace agente alla quota di imposta delle fondazione, in kPa,

$B$  = larghezza della fondazione in m,

$I_c$  = indice di compressibilità,

$q'$  = pressione efficace lorda in kPa,

$f_s \cdot f_h \cdot f_t$  = fattori correttivi della forma, spessore strato compressibile e della componente viscosa.

Adottando i parametri seguenti ed utilizzando le portate ammissibili suddette:

$q'$  = tensione litostatica netta = 22.07 kPa,

N SPT=30 colpi/piede (dato stimato per difetto in base alle prove SCPT)

ed ipotizzando una fondazione a TRAVE ROVESCIA con le seguenti caratteristiche geometriche:

$P = 1.0 \text{ m}$  profondità piano di posa delle fondazioni rispetto al p.c.,

$B = 1.0 \text{ m}$  lato fondazione  $L = 54 \text{ m}$  lunghezza fondazione,

$q' = 100 \text{ kPa}$  pressione efficace lorda trasmessa al terreno ( $\sim 1.0 \text{ Kg/cm}^2$ ) pari ad un carico totale di 540 T,

quota falda massima = -1.5 m da p.c.

si ottiene un cedimento immediato pari a  $S = 1.926 \text{ mm}$

ed un cedimento complessivo al tempo  $t=30$  anni:  $S_t= 2.889$  mm.

Secondo lo stesso schema sono state svolte ipotesi di calcolo, di seguito riportate, variando la profondità, il carico e la tipologia fondazionale (quasi'ultima in particolare nella parte di fabbricato direzionale, il cui piano di fondazione è posto a -4.5 m da p.c):

PROFONDITÀ (m)	CARICO (kg/cm <sup>2</sup> )	DIMENSIONI (m)	CARICO TOTALE (T)	CEDIMENTO IMMEDIATO (mm)	CEDIMENTO A 30 ANNI (mm)
1.0	150(1.5)	Trave 1x54	810	3.055	4.583
1.0	100(1.0)	Trave 0.8x54	432	1.651	2.476
1.5	100(1.0)	Trave 0.8x54	432	1.587	2.381
1.5	150(1.5)	Trave 1 x54	810	2.982	4.472
1.8	150 (1.5)	Trave 1 x54	810	2.937	4.406

I valori dei cedimenti in funzione del carico suesposti, pur ricavati in favore di sicurezza, risultano ampiamente compatibili con la struttura in progetto.

## 6. CONCLUSIONI

Lo studio dell'area in oggetto e delle opere previste ha evidenziato quanto segue:

1. inferiormente al terreno di vegetale è presente una unità litologica, costituente il futuro sedime fondazionale, costituita da ghiaia sabbiosa, con assoluta prevalenza di ciottoli e ghiaie;
2. l'impatto fondazionale delle opere in progetto, viste le ottime caratteristiche meccaniche del terreno, è relativamente modesto anche per carichi dell'ordine di 2.0 kg/cm<sup>2</sup>: la scelta fondazionale sarà condizionata prevalentemente dalla probabile interazione della falda con le strutture fondazionali;
3. in sede di attuazione occorrerà comunque verificare lo stato di fatto incontrato con le indagini e la persistenza delle condizioni ipotizzate nella presente relazione e delle successive integrazioni;



4. In fase di progettazione occorrerà prevedere un adeguato sistema di impermeabilizzazione mediante la realizzazione di un vespaio areato con opportuno sistema di allontanamento delle eventuali acque risalenti dal suolo;
5. L'esame condotto nei capitoli precedenti e l'analisi di quanto già realizzato nel lotto in esame, permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità degli interventi in progetto, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente relazione.