

Studio Tecnico

Ing. **Giancarlo Ottaviani** - Via dell'Arringo 17 - 05100 - Terni
P. IVA 00107940553 C.F. TTVGCR44T03L117E
(tel. 0744/424087-328/3311292)

VERIFICA DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI SCOLASTICI

AI SENSI DELL' O.P.C.M. 3362/2004 E S.M.I.

COMPLESSO SCUOLA MATERNA ED ELEMENTARE

"LE GRAZIE"

VIA DEI CICLAMINI 1

05100 TERNI

ALLEGATO 1 RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

ALLEGATO 2 RELAZIONE SUI MATERIALI

ALLEGATO 3 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Il Tecnico incaricato
Ing. Giancarlo Ottaviani



ALLEGATO 1 RELAZIONE TECNICO ILLUSTRATIVA

Il complesso scolastico oggetto del presente studio è sita a TERNI Via dei Ciclamini n° 1, è costituito da due corpi di fabbrica aventi struttura portante in calcestruzzo armato (Corpo servizi generali ed Edificio tipo "B") e da 3 edifici uguali (Edificio tipo "A") aventi struttura portante in muratura ed è stato adibita fin dalla sua costruzione a scuola. Con questa analisi è stata valutata la vulnerabilità sismica ai sensi l'OPCM 3274/03 Allegato 2 Punto 11.

Il complesso è stato realizzato in due fasi: i tre corpi di fabbrica uguali ed il Corpo servizi generali risultano essere stati ultimati nel mese di settembre del 1966, mentre l'edificio tipo "B" è stato ultimato nel mese di dicembre 1979.

Essendo il Comune di Terni stato dichiarato sismico solo nel 1981, successivamente al sisma del 1979 che colpì la Valnerina, le strutture portanti sono state dimensionate per sopportare solo i carichi verticali permanenti ed accidentali senza prendere in considerazione una eventuale azione sismica in quanto non richiesto dalla normativa vigente al momento della progettazione delle strutture.

Con le presenti verifiche si è cercato di stimare il coefficiente di sicurezza delle tre tipologie di corpi di fabbrica nei confronti delle azioni sismiche.

Gli edifici con struttura portante in c.a. sono stati analizzati, così come previsto dalla O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i., realizzando un modello di calcolo agli elementi finiti e applicando una doppia analisi numerica: Analisi Lineare (Dinamica Modale) e Analisi Non Lineare (Statica).

Nell'Analisi Dinamica Modale, prima della definizione delle forze orizzontali rappresentative dell'azione sismica, viene eseguita un'analisi dei modi di vibrare della struttura.

Le oscillazioni libere di un sistema elastico lineare si possono considerare come la sovrapposizione di "oscillazioni semplici", ciascuna delle quali corrisponde ad una ben determinata forma o deformata (modo).

A ciascuna oscillazione corrisponde un periodo.

I modi di vibrare dipendono dalle caratteristiche di rigidità e inerziali (masse) del sistema; il primo modo di vibrare, quello caratterizzato dal periodo più elevato, è generalmente il più importante perché a esso corrispondono le forze d'inerzia maggiori.

Le forze da applicare staticamente alla struttura vengono calcolate considerando tutti i modi di vibrare necessari per movimentare minimo l'85% della massa totale della struttura.

Il compito dell'Analisi Dinamica Modale si esaurisce a questo punto per noi, ossia acquisiti i periodi propri di vibrazione della struttura, mentre la stima della capacità resistente della stessa verrà valutata con l'Analisi Statica Non Lineare. La scelta ricade su quest'ultima analisi poiché ci permette di sfruttare la non linearità dei materiali e quindi di valutare l'iperstaticità come riserva della struttura, ossia la capacità di dissipare l'energia trasmessa dall'azione sismica di progetto tramite la plasticizzazione di elementi portanti e la conseguente formazione di cerniere plastiche.

L'analisi non lineare (Statica), detta anche Analisi Pushover, consiste nell'applicare alla struttura, oltre ai carichi gravitazionali, un sistema di forze orizzontali progressivamente incrementate.

Vista la non regolarità della struttura, così come definita al punto 4.3.1 della OPCM, la distribuzione delle forze orizzontali non sarà fissa, ossia in modo tale che il rapporto tra le stesse sia costante, ma sarà una distribuzione adattiva, ossia forze proporzionali alla prima forma modale ma che tengono conto dell'evoluzione delle rigidezze e conseguentemente delle forme di vibrare dovute alla presenza delle deformazioni plastiche.

Il metodo di analisi si articola nei seguenti passi:

- Determinazione di un legame forza-spostamento tra la risultante delle forze applicate (taglio alla base) e lo spostamento di un punto di controllo (generalmente baricentro copertura).
- Determinazione delle caratteristiche di un sistema a 1 G.D.L. a comportamento bilineare equivalente.
- Determinazione della risposta massima in termini di spostamento di tale sistema.
- Conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato nella configurazione deformata reale dell'edificio con relativa verifica di resistenza di tutti gli elementi portanti e compatibilità dello stesso con lo Stato Limite in esame.

Per gli edifici tipo "A", con struttura in muratura, è stata effettuata per i telai equivalenti rappresentativi di elementi parete analisi sismica: statica lineare, dinamica modale, statica non lineare (analisi pushover).

Il Tecnico incaricato
Ing. Giancarlo Ottaviani



ALLEGATO 2

RELAZIONE SUI MATERIALI

EDIFICIO SERVIZI GENERALI

In base ai documenti recuperati, ai rilievi effettuati, alle prove in situ svolte e alle prove di laboratorio eseguite è stato possibile acquisire un Livello di Conoscenza della struttura, così come previsto dalla O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i. al punto 11.2.3, pari a LC2.

In funzione di detto inquadramento, vengono di seguito riportati i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali, il fattore di confidenza e di conseguenza i valori di calcolo dei materiali utilizzati nell'analisi della struttura.

ACCIAIO per elevazione

Acciaio dolce da cemento armato (ferro omogeneo)

tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
allungamento	$A_s \geq 12\%$
Coefficiente Parziale di Sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Fattore di confidenza	F.C. = 1.2
Resistenza a Trazione	$f_{sd} = f_{yk} / (\gamma_s \times \text{F.C.}) = 202.90 \text{ N/mm}^2$
▪ Resistenza a Taglio	$V_{sd} = f_{sd} / \sqrt{3} = 117.14 \text{ N/mm}^2$
▪ Modulo Elasticità Normale	$E_{sd} = 206 \text{ GPa}$
▪ Modulo Elasticità Tangenziale	$G_{sd} = 79.2 \text{ GPa}$

CALCESTRUZZO per strutture in elevazione

▪ Classe di resistenza a compressione	$R_{ck} 23 \text{ N/mm}^2$
▪ Coefficiente Parziale di Sicurezza	$\gamma_c = 1.60$
▪ Fattore di confidenza	F.C. = 1.2
▪ Resistenza a compressione	$R_{cd} = R_{ck} / (\gamma_c \times \text{F.C.}) = 12 \text{ N/mm}^2$
▪ Resistenza a Trazione	$R_{ct} = 2.71 \text{ N/mm}^2$
▪ Resistenza a Taglio	$V_c = 2.90 \text{ N/mm}^2$
▪ Modulo Elasticità Normale	$E_c = 30.20 \text{ GPa}$
▪ Modulo Elasticità Tangenziale	$G_c = 13.7 \text{ GPa}$

LEGENDA:

- Il pedice " c " indica il materiale calcestruzzo
- Il pedice " s " indica il materiale acciaio
- Il pedice " d " indica il valore di calcolo
- Il pedice " t " indica il valore a trazione
- La lettera " V " indica il valore del taglio puro del cls
- La lettera " V " indica il valore del taglio nell'acciaio

RISULTATI PROVE SCLEROMETRICHE :

Le prove non distruttive su calcestruzzo sono state eseguite a mezzo di Sclerometro Volmo's prodotto secondo quanto previsto dalle norme vigenti (ASTM C 805 – BS 1881:202 – UNI EN 12504-2).

Di seguito viene riportato il grafico contenente le curve di correlazione tra l'indice di rimbalzo del martello in ascissa e la resistenza cubica a compressione, in funzione dell'angolo (α) tra il piano di campagna e lo strumento.

In accordo con quanto previsto nel piano dei saggi e prove sui materiali è stata eseguita una campagna sclerometrica su tutti gli elementi accessibili, osservato che il valore della resistenza a compressione superficiale del calcestruzzo risultava di molto superiore a quanto indicato negli elaborati strutturali di cui si è in possesso: $R_{ck} = 225 \text{ Kg/cm}^2$.

Sono state eseguite 18 serie di battute e scartati per ogni serie i 2 valori maggiori.

Dai valori medi ottenuti è stato possibile risalire al valore della resistenza a compressione superficiale R_{ck} del calcestruzzo basandosi sulle curve di correlazione fornite dalla ditta fornitrice dello sclerometro.

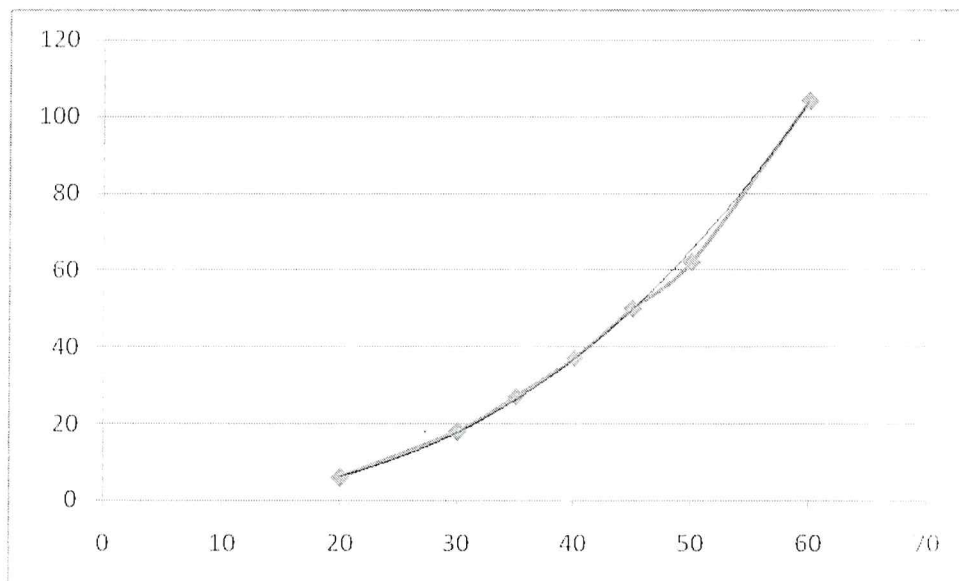
Il risultato ottenuto è suscettibile di imprecisioni dovute a vari fattori, per cui al valore trovato va aggiunto o sottratto un Δ (Errore medio), per cui:

$$R_{ck \text{ min}} = R_{ck} - \Delta \quad \text{Valore minimo}$$

$$R_{ck \text{ max}} = R_{ck} + \Delta \quad \text{Valore massimo}$$

Inoltre si ricorda che:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} \quad \text{Dove } 0.83 \text{ è generalmente il fattore di correlazione tra Resistenza Cubica e Cilindrica}$$



La R_{ck} rilevata è mediamente pari a 46.0 N/mm^2 , considerando l'errore medio (8.0 N/mm^2) può considerarsi una R_{ck} pari a 38.0 N/mm^2 e una f_{ck} di 31.50 valore molto superiore sia rispetto a quello ottenuto nelle prove di schiacciamento sia a quello riportato nel progetto esecutivo originale.

Tale sensibile differenza probabilmente risulta imputabile alla tipologia di indagine e a eventuali pronunciati fenomeni di carbonatazione vista la vetustà del fabbricato che ha oltre 30 anni di vita.

RISULTATI PROVE PACOMETRICHE:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3 sono state eseguite delle prove non distruttive sugli elementi portanti della struttura a mezzo di pacometro, in modo tale da poter rilevare le armature necessarie per svolgere le analisi di cui in seguito.

RISULTATI PROVE DI SCHIACCIAMENTO:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3 sono state eseguite delle prove distruttive sul calcestruzzo a mezzo di prove di schiacciamento di carote prelevate da elementi portanti della struttura.

Secondo quanto riportato in letteratura, affinché un controllo risulti positivo deve risultare:

$$f_{c \text{ media}} / 0.83 = R_{c \text{ media}} \geq 0.85 \times R_{ck}$$

Esempio.

$$R_{c \text{ media}} = 0.85 \times R_{ck}$$

Dalle prove di schiacciamento delle carote in laboratorio si ottiene:

$$f_{c \text{ media}} = \sum f_{ci} / n_i$$

$$R_{c \text{ media}} = f_{c \text{ media}} / 0.83 \quad \text{è la resistenza cubica media delle prove}$$

Per cui se risulta:

$$R_{c \text{ media}} \geq 0.85 \times R_{ck} \quad \text{CONTROLLO POSITIVO.}$$

Nel caso in esame risulta quindi : (escludendo i valori max. e min.)

$$f_{c \text{ media}} = \sum f_{ci} / n_i = 19.23 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{c \text{ media}} = f_{c \text{ media}} / 0.83 = 23.16 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{c \text{ media}} \geq 0.85 R_{ck} = 21.25 \text{ N/mm}^2$$

Per cui la classe di cls considerata in fase di analisi è $R_{ck} = 23 \text{ N/mm}^2$ (Vedere tabella Relazione Materiali) così come anche specificato negli elaborati di progetto originali.

Di seguito vengono riportati i certificati rilasciati dal laboratorio.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PERUGIA
 Facoltà di Ingegneria
 Corso di Laurea in Ingegneria dei Materiali
 Terni

Laboratorio Prove su Strutture e

MATERIALI

(Ufficiale ai sensi della Legge 1087/71)

Certificato n. 149PE-B

Terni 22/05/09

Prot. n. 607/03

Richiedente: Ing. Giancarlo Ottaviani
 Luogo della prova: Via di Pentima Bassa, 5- 05100 Terni

CERTIFICATO DI PROVA

PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE DI CALCESTRUZZO

Sottoscritta: Direttore Tecnico Verificatore Ing. Giancarlo Ottaviani.
Data della prova: 21/05/2009;
Provenienza campione: Scuola Materna ed Elementare "Le Grazie" - Terni (TR)
Richiesta Prot. 340/09 del 05/05/2009
Strumenti utilizzati : macchina per prove a compressione a comando idraulico MetroCom
 723/93, calibro centesimale.
Descrizione: dall'esame generale non è stata riscontrata alcuna anomalia;

PROVA DI RESISTENZA A COMPRESSIONE

Identificativo	Massa (kg)	Diametro (mm)	Altezza (mm)	Carico di rottura (kN)	Tensione di rottura (N/mm ²)
O1	2,200	94,10	144,00	61,5	8,84
O2	1,900	94,10	125,00	145,0	20,88
O3	1,300	94,10	84,00	128,9	18,53
O4	1,800	94,10	123,00	127,4	18,52
O5	2,000	94,10	128,00	165,5	23,80

IL RESPONSABILE DEL LABORATORIO

Prof. Ing.



CAROTAGGI EDIFICIO SERVIZI GENERALI	
fc O1	8.84
fc O2	20.85
fc O3	18.53
fc O4	18.32
fc O5	23.80
fc MEDIA	18.07
Rc MEDIA	23.16
Rck	23
0.85 Rck	21.25
VERIFICA	O.K.

RISULTATI PROVE DI TRAZIONE:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3 sono state eseguite delle prove distruttive sulle barre di armatura a mezzo di prove di trazione su spezzoni prelevati in situ.

In questo caso non è possibile un raffronto tra metodi distruttivi e non distruttivi in quanto non è stata eseguita alcuna prova al di fuori di quella di laboratorio.

Dalle prove eseguite risulta un acciaio con una tensione ultima di rottura media pari a 542.05 N/mm², detto valore è paragonabile a quello di un Fe B 44 K, il quale secondo la letteratura risulta avere una $f_{tk} \geq 540$ N/mm².

Inoltre l'allungamento a rottura di detta barra risulta pari a 21.33%, valore superiore al 20% che rispetta quanto previsto dalla normativa in vigore al momento della esecuzione dell'opera, ultimata nel 1966, R.D. 1939.

In fase di verifica, visto quanto indicato nelle tavole del progetto strutturale dell'epoca, si è considerata per l'acciaio dolce da cemento armato posto in opera, una tensione caratteristica di snervamento pari a 280 N/mm².

Di seguito vengono riportati i certificati rilasciati dal laboratorio.



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PERUGIA
 Facoltà di Ingegneria
 Corso di Laurea in Ingegneria dei Materiali
 Terni

Laboratorio Prove su Strutture e
 MATERIALI
 (Ufficiale ai sensi della Legge 1089/71)
 Certificato n. 107PT-B
 Terni 22/05/09
 Prot. n. 608/09

Richiedente: Ing. Giancarlo Ottaviani
 Luogo della prova: Via di Pentima Bassa, 5- 05100 Terni

CERTIFICATO DI PROVA

PROVE DI TRAZIONE SU BARRE IN ACCIAIO

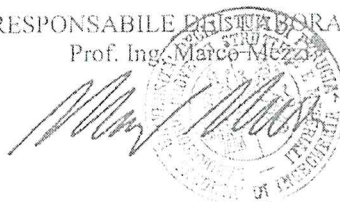
Data della prova: 21/05/2009;
Provenienza campione: Scuola Materna ed Elementare "Le Grazie" - Terni (TR)
Richiesta: Prot. 340/09 del 05/05/2009
Strumenti utilizzati: 1) Macchina universale per prove a trazione a comando idraulico MetroCom 723/93, con cella di carico da 3000 kN;
 2) Calibro centesimale.
Descrizione: dall'esame generale non è stata riscontrata alcuna anomalia;

PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE

Identificativo	Diametro (mm)	Lunghezza (mm)	Allung. % a rottura	Carico di rottura (kN)	Tensione di rottura (N/mm ²)
OF1*	19,66	300	21,33	164,55	542,05

*: liscia; **: aderenza migliorata;

IL RESPONSABILE DEL LABORATORIO
 Prof. Ing. Marco Mezza



EDIFICIO TIPO "B"

In base ai documenti recuperati, ai rilievi effettuati, alle prove in situ svolte e alle prove di laboratorio disponibili in base ai certificati di prova originali è stato possibile acquisire un Livello di Conoscenza della struttura, così come previsto dalla O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i. al punto 11.2.3, pari a LC2.

In funzione di detto inquadramento, vengono di seguito riportati i coefficienti parziali di sicurezza dei materiali, il fattore di confidenza e di conseguenza i valori di calcolo dei materiali utilizzati nell'analisi della struttura.

ACCIAIO per elevazione

Acciaio dolce da cemento armato (ferro omogeneo)

tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 4300 \text{ Kg/cm}^2$
allungamento	$A_5 \geq 12\%$
Coefficiente Parziale di Sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Fattore di confidenza	F.C. = 1.2
Resistenza a Trazione	$f_{sd} = f_{yk} / (\gamma_s \times \text{F.C.}) = 311.59 \text{ N/mm}^2$
▪ Resistenza a Taglio	$V_{sd} = f_{sd} / \sqrt{3} = 179.90 \text{ N/mm}^2$
▪ Modulo Elasticità Normale	$E_{sd} = 206 \text{ GPa}$
▪ Modulo Elasticità Tangenziale	$G_{sd} = 79.2 \text{ GPa}$

CALCESTRUZZO per strutture in elevazione

▪ Classe di resistenza a compressione	$R_{ck} 30 \text{ N/mm}^2$
▪ Coefficiente Parziale di Sicurezza	$\gamma_c = 1.60$
▪ Fattore di confidenza	F.C. = 1.2
▪ Resistenza a compressione	$R_{cd} = R_{ck} / (\gamma_c \times \text{F.C.}) = 15.6 \text{ N/mm}^2$
▪ Resistenza a Trazione	$R_{ct} = 2.7 \text{ N/mm}^2$
▪ Resistenza a Taglio	$V_c = 2.5 \text{ N/mm}^2$
▪ Modulo Elasticità Normale	$E_c = 28.50 \text{ GPa}$
▪ Modulo Elasticità Tangenziale	$G_c = 12.90 \text{ GPa}$

LEGENDA:

- Il pedice " c " indica il materiale calcestruzzo
- Il pedice " s " indica il materiale acciaio
- Il pedice " d " indica il valore di calcolo
- Il pedice " t " indica il valore a trazione
- La lettera " V " indica il valore del taglio puro del cls
- La lettera " v " indica il valore del taglio nell'acciaio

RISULTATI PROVE SCLEROMETRICHE :

Le prove non distruttive su calcestruzzo sono state eseguite a mezzo di Sclerometro Volmos prodotto secondo quanto previsto dalle norme vigenti (ASTM C 805 – BS 1881:202 – UNI EN 12504-2).

Sono state eseguite 16 serie di battute per 10 misurazioni e scartati per ogni serie i 2 valori maggiori.

Dai valori medi ottenuti è stato possibile risalire al valore della resistenza a compressione superficiale R_{ck} del calcestruzzo basandosi sulle curve di correlazione fornite dalla ditta fornitrice dello sclerometro.

Il risultato ottenuto è suscettibile di imprecisioni dovute a vari fattori, per cui al valore trovato va aggiunto o sottratto un Δ (Errore medio) così come riportato nella tabella seguente, per cui:

$$R_{ck \text{ min}} = R_{ck} - \Delta \quad \text{Valore minimo}$$

$$R_{ck \text{ max}} = R_{ck} + \Delta \quad \text{Valore massimo}$$

Inoltre si ricorda che:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} \quad \text{Dove } 0.83 \text{ è generalmente il fattore di correlazione tra Resistenza Cubica e Cilindrica}$$

La R_{ck} rilevata è mediamente pari a 46.0 N/mm², considerando l'errore medio (7.0 N/mm²) può considerarsi una R_{ck} pari a 39.0 N/mm² e una f_{ck} di 32.40 valore abbastanza omogeneo rispetto a quello ottenuto nelle prove di schiacciamento sia a quello riportato nel progetto esecutivo originale.

RISULTATI PROVE PACOMETRICHE:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3 sono state eseguite delle prove non distruttive sugli elementi portanti della struttura a mezzo di pacometro, in modo tale da poter rilevare le armature necessarie per svolgere le analisi di cui in seguito.

RISULTATI PROVE DI SCHIACCIAMENTO:

Così come previsto dalla OPCM 3274/03 e s.m.i. nella tabella 12.2a del punto 11.2.3, non sono state ripetute prove distruttive sul calcestruzzo a mezzo di prove di schiacciamento di carote prelevate da elementi portanti della struttura in quanto si è in possesso delle certificazioni originali rilasciate in data 7/12/1979 dall'ISTEDIL di Guidonia Montecelio (RM).

Secondo quanto riportato in letteratura, affinché un controllo risulti positivo deve risultare:

$$f_{c \text{ media}} / 0.83 = R_{c \text{ media}} \geq 0.85 \times R_{ck}$$

Esempio.

$$R_{c \text{ media}} = 0.85 \times R_{ck}$$

Dalle prove di schiacciamento delle carote in laboratorio si ottiene:

$$f_{c \text{ media}} = \sum f_{c_i} / n_i$$

$R_{c \text{ media}} = f_{c \text{ media}} / 0.83$ è la resistenza cubica media delle prove

Per cui se risulta:

$R_{c \text{ media}} \geq 0.85 \times R_{ck}$ **CONTROLLO POSITIVO.**

Nel caso in esame risulta quindi (considerati i soli valori omogenei) :

$$f_{c \text{ media}} = \sum f_{c_i} / n_i = 30.90 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{c \text{ media}} = f_{c \text{ media}} / 0.83 = 37.22 \text{ N/mm}^2$$

$R_{c \text{ media}} \geq 0.85 R_{ck} = 25.50 \text{ N/mm}^2$ **CONTROLLO POSITIVO**

Per cui la classe di cls considerata in fase di analisi è $R_{ck} = 300 \text{ N/mm}^2$ (Vedere tabella Relazione Materiali).

Di seguito vengono riportati i certificati rilasciati dal laboratorio.



FC/3458/4/79

7/12/1979

LABORATORIO CALCESTRUZZI

RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESIONE ESEGUITE SU N. 4 PROVINO DI CALCESTRUZZO CONSEGNA TI IL 5/12/79 DALL'IMPRESA GEOM. FALASCA ELVENIO

DATI DICHIARATI:

- 1) PROVENIENZA: CANTIERE DI TERNI - QUARTIERE "LE GRAZIE" - COSTRUZIONE EDIFICIO SCOLASTICO - P/C COMUNE DI TERNI
- 2) COMPOSIZIONE PER MC: CEMENTO KG 300 TIPO 425 - ALTRI COMP.TI: N.D.
- 3) CLASSE DEL CONGLOMERATO: N.D.

N°	CONTRASSEGNO	PESO	DIMENSIONI		DATA	DATA	CARICO	TIPO	
	DICHIARATO	[KG]	PROVINO [CM]	SEZ. RESIST.	ALT.	GETTO	ROTTURA	DI	
						DICHIAR.	PROVA	KG/CMQ	ROTT.
1)	//	19.150	20.0 x 20.0	20.0	3/ 4/79	6/12/79	611.3	1	
2)	//	9.870	16.0 x 16.0	16.0	3/ 4/79	6/12/79	500.0	1	
3)	//	9.820	16.0 x 16.0	16.0	3/ 4/79	6/12/79	574.2	1	
4)	//	9.880	16.0 x 16.0	16.0	3/ 4/79	6/12/79	488.3	1	



TAGIONATURA CAMPIONI C/O IL LABORATORIO: TEMP. AMB. 20°C ED UMIDITA' RELATIVA 90 %/%,
 IPO DI ROTTURA : 1 = BIPIRAMIDALE ; 2 = PIRAMIDALE ; 3 = OBLIQUO ; 4 = SGRETOLAMENTO,
 ** - N.D. = NON DICHIARATO - **

B.T.

Bandini

Stefanoff'ni

Dott. Ing. *ADRIANO PASTA*

LABORAZIONE DATI E STAMPA I.B.M. 5100

FC/3458/2/79

7/12/1979

LABORATORIO CALCESTRUZZI

ISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESSIONE ESEGUITE SU N. 4 PROVINI DI CALCESTRUZZO
ONSEGNA TI IL 5/12/79 DALL'IMPRESA GEOM. FALASCA ELVENIO

ATI DICHIARATI:

- > PROVENIENZA: CANTIERE DI TERNI - QUARTIERE "LE GRAZIE" - COSTRUZIONE EDIFICIO
SCOLASTICO - P/C COMUNE DI TERNI
- > COMPOSIZIONE PER MC: CEMENTO KG 300 TIPO 425 - ALTRI COMP.TI: N.D.
- > CLASSE DEL CONGLOMERATO: N.D.

N°	CONTRASSEGNO	PESO [KG]	DIMENSIONI		DATA	DATA	CARICO [KGF/CM²]	TIPO DI ROTTURA
	DICHIARATO		PROVINO E CM]	SEZ. RESIST.]	ALT.]	GETTO]		
1	//	19.490	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	646.3	1
2	//	19.650	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	391.3	1
3	//	19.170	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	372.5	1
4	//	19.390	20.0 x 20.0	20.0	2/ 2/79	6/12/79	360.0	1



TAGIONATURA CAMPIONI C/O IL LABORATORIO: TEMP. AMB. 20°C ED UMIDITA' RELATIVA 90 %/°
 IPO DI ROTTURA : 1 = BIPIRAMIDALE ; 2 = PIRAMIDALE ; 3 = ORLIDUO ; 4 = SGRETOLAMENTO

** - N.D. = NON DICHIARATO - *

B. T.

Bevella

Stefano

Geom. Falasca

LABORAZIONE DATI E STAMPA I.B.M. 5100

FC/3458/3/79

7/12/1979

LABORATORIO CALCESTRUZZI

RISULTATI DELLE PROVE DI COMPRESIONE ESEGUITE SU N. 4 PROVINI DI CALCESTRUZZO
CONSEGNATI IL 5/12/79 DALL'IMPRESA GEOM. FALASCA ELVENIO

DATI DICHIARATI:

- 1) PROVENIENZA: CANTIERE DI TERNI - QUARTIERE "LE GRAZIE" - COSTRUZIONE EDIFICIO SCOLASTICO - P/C COMUNE DI TERNI
- 2) COMPOSIZIONE PER MC: CEMENTO KG 300 TIPO 425 - ALTRI COMP.TI: N.D.
- 3) CLASSE DEL CONGLOMERATO: N.D.

N°	CONTRASSEGNO	PESO [KG]	DIMENSIONI PROVINO [CM]		DATA GETTO	DATA PROVA	CARICO ROTTURA [KGF/CM ²]	TIPO DI ROTT
	DICHIARATO		SEZ. RESIST.	ALT.	DICHIAR.	PROVA		
1	//	19.055	20.0 x 20.0	20.0	8/ 2/79	6/12/79	387.5	1
2	//	19.505	20.0 x 20.0	20.0	8/ 2/79	6/12/79	358.8	1
3	//	19.245	20.0 x 20.0	20.0	8/ 2/79	6/12/79	615.0	1
4	//	10.120	16.0 x 16.0	16.0	8/ 2/79	6/12/79	543.0	1



STAGIONATURA CAMPIONI C/O IL LABORATORIO: TEMP. AMB. 20°C ED UMIDITA' RELATIVA 90 %
TIPO DI ROTTURA : 1 = RIPIRAMIDALE ; 2 = PIRAMIDALE ; 3 = OBLIQUO ; 4 = SGRETOLAMENTO
** - N.D. = NON DICHIARATO - *

R.T.

Sanelli

Stefanoffini

Dott. Ing. *ADRIANO PASTA*

ELABORAZIONE DATI E STAMPA I.R.M. 5100

RISULTATI PROVE DI TRAZIONE:

In questo caso non si sono effettuate prove di trazione su spezzoni prelevati in situ essendo in possesso delle prove di verifica della qualità dell'acciaio posto in opera:

Certificato di prova n° 1190/621 del 22/02/79 rilasciato dal Politecnico di Milano (Laboratorio Prove Materiali) dietro richiesta delle Acciaierie Ferriere ILFO di Odolo, dal quale risulta per detto acciaio una $R_{ks} = 461$ Mpa e un $R_k = 667$ Mpa.

In questo caso non è possibile un raffronto tra metodi distruttivi e non distruttivi in quanto non è stata eseguita alcuna prova al di fuori della PROVA DI VERIFICA DELLA QUALITA' in base alla quale è stato effettuato il Collaudo positivo dell'opera.

Di seguito vengono riportati i certificati rilasciati dai vari laboratori.



POLITECNICO DI MILANO
 ISTITUTO DI SCIENZA E TECNICA DELLE COSTRUZIONI
 LABORATORIO PROVE MATERIALI
 PIAZZA LEONARDO DA VINCI 32

/er

CERTIFICATO DI PROVA n° 1190/621

Milano, 22/2/1979

Richiedente: ACCIAIERIE FERRIERE ILFO = ODOLO

Domanda: 12/1/79

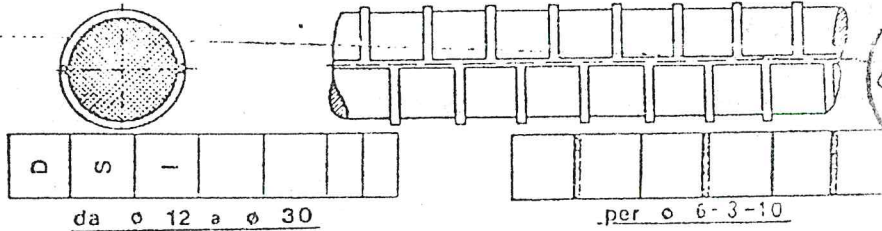
PROVE DI VERIFICA DELLA QUALITA'

di acciaio ad aderenza migliorata per cemento armato ai sensi del Decreto Ministeriale 16 Giugno 1976. Prove effettuate il giorno del prelievo.

Un incaricato di questo Istituto nei giorni sottoindicati si è recato senza preavviso presso lo stabilimento della Soc. Acc. e Ferr. Ilfo in Odolo

dove ha preso visione del materiale inerente al collaudo ed ha provveduto al prelievo dei campioni da sottoporre a prova, dichiarati "acciaio ad aderenza migliorata, sigla D.S.I. (Deformed Steel Ilfo), tipo Fe B 44 K, laminato a caldo in barre", contraddistinti dal marchio di laminazione sottoindicato.

Le prove sono state eseguite dal tecnico di questo Istituto, presso lo stabilimento del Richiedente, previa verifica della taratura delle macchine di prova.



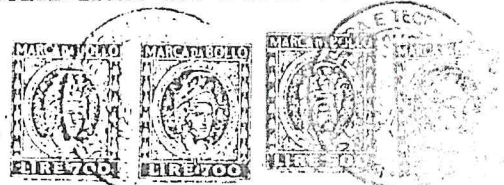
A norma del citato Decreto è stata eseguita la determinazione dei valori caratteristici di g_{km} di $R_a(S)$ e di R_a secondo la relazione:

$$g_{km} = g_{mn} - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right) \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \cdot \delta_n$$

dove: n è il numero dei saggi controllati ($n = 75$)

g_{mn} è la media degli n valori ottenuti;

δ_n è lo scarto quadratico medio corrispondente.



I risultati ottenuti sono riportati nel seguito e nella tabella allegata.

Le misure sono espresse in unità SI ($MPa = 0,102 \text{ kgf/mm}^2$).

data prelievo

$R_k(S)$: MPa

R_k : MPa

12/1/79

461

667

I campioni prelevati anteriormente al 12/1/79
 certificato n° 966/440

figurano anche nel precedente

in data 6/2/79

LO SPERIMENTATORE

V° IL RETTORE DEL POLITECNICO

IL DIRETTORE DELL'ISTITUTO

Luca Redaelli

Carallo

EDIFICIO TIPO "A" (tre edifici uguali con struttura in muratura)

In base ai documenti recuperati, ai rilievi effettuati, alle prove in situ svolte e alle prove di laboratorio eseguite è stato possibile acquisire un Livello di Conoscenza della struttura, così come previsto dalla O.P.C.M. 3274/03 e s.m.i. al punto 11.2.3, pari a LC2.

La muratura risulta costituita da elementi resistenti pieni in laterizio normale a due teste posta in opera con l'impiego di malta equivalente al tipo M2 (D.M. 1987) e da murature nuove in blocchi di laterizio forati tipo Poroton e malta cementizia (per adeguamento sismico).

Tutte le murature risultano collegate a livello dei solai da cordolature in c.a. e tra loro con ammortamenti lungo le intersezioni verticali.

Alla base delle murature resistenti risulta realizzata una fondazione, anch'essa in c.a. (120x80) con sottoplinto in calcestruzzo magro.

In funzione di detto inquadramento, vengono di seguito riportati i valori di calcolo dei materiali utilizzati nell'analisi della struttura:

Muratura in mattoni pieni

- | | |
|--|-------------------------------|
| ▪ Resistenza media a compressione | $f_m = 380,00 \text{ N/cm}^2$ |
| ▪ Valore medio modulo Elasticità Normale | $E = 2800,00 \text{ N/mm}^2$ |
| ▪ Valore medio modulo Elasticità Tangenziale | $G = 560,00 \text{ N/mm}^2$ |
| ▪ Resistenza media a taglio | $T_k = 24,00 \text{ N/cm}^2$ |

Muratura nuova in blocchi laterizio forati

- | | |
|--|-------------------------------|
| ▪ Resistenza media a compressione | $f_m = 530,00 \text{ N/cm}^2$ |
| ▪ Valore medio modulo Elasticità Normale | $E = 3900,00 \text{ N/mm}^2$ |
| ▪ Valore medio modulo Elasticità Tangenziale | $G = 780,00 \text{ N/mm}^2$ |
| ▪ Resistenza media a taglio | $T_k = 35,00 \text{ N/cm}^2$ |

In entrambi i casi si è assunto per la duttilità il valore $D=1.5$

Per la muratura in mattoni pieni i valori medi dei Moduli di elasticità impiegati nel calcolo tengono conto delle buone caratteristiche della malta e della presenza di elementi trasversali di collegamento tra le murature.

Di seguito vengono riportati i risultati della prova con martinetti piatti effettuata sulla muratura di mattoni pieni



UNI LAB

Rapporto di Prova n° 7 - 09

Perugia, 10/02/2009

PROVE CON MARTINETTI PIATTI

Determinazione delle caratteristiche meccaniche e tensionali di strutture in muratura

COMMITTENTE: Dott. Ing. Giancarlo Ottaviani
Via dell'Arringo, 17 - 05100 Terni (TR)

CANTIERE: Via dei Ciclamini, 1 Terni.

OPERA: Edificio scolastico "Le Grazie".



Lo Sperimentatore
Geom. Carlo Basciani
Carlo Basciani

Il Direttore del Laboratorio
Prof. Ing. Emanuela Speranzini
Emanuela Speranzini

Pag. 1

Sede legale:
Via delle Industrie, 54 - Zona Ind. S.Eraclio
06037 Foligno (Perugia)

Sede operativa:
Via Vittorio De Sica, 15
06073 Corciano (Perugia)

Telefax: 075 6979149
Cel: 346 3275376
Cel: 331 5709806

UNI LAB

Rapporto di Prova n° 7 - 09

Perugia, 10/02/2009

Modalità di esecuzione della prova

La prova consiste nell'impartire una sollecitazione di compressione monoassiale su un campione di muratura, in direzione normale al piano di posa del materiale, ed è stata realizzata secondo le seguenti modalità:

- si esegue, mediante sega con disco diamantato, un primo taglio orizzontale perpendicolare alla superficie della muratura, in corrispondenza di un ricorso orizzontale di malta;

- si inserisce il primo martinetto piatto nel taglio;

- si esegue un secondo taglio orizzontale parallelo al precedente, in corrispondenza di un altro ricorso di malta e si inserisce il secondo martinetto. A questo punto, i martinetti disposti su piani paralleli, racchiudono una porzione di muratura su cui viene effettuata la prova di compressione monoassiale nella direzione perpendicolare al piano di posa dei mattoni stessi;

- si applicano sulla superficie della muratura n° 3 coppie di basi di misura verticali (riferimento distanza basi di misura 300 mm), in modo da misurare le deformazioni verticali in corrispondenza delle tre basi di misura poste ad una distanza di 100 mm;

- si effettua la prima misurazione della distanza di ciascuna coppia di basi di misura mediante il deformometro millesimale;

- collegato il sistema idraulico dei martinetti alla pompa, si esegue manualmente il pompaggio graduale dell'olio, con incrementi costanti della pressione fino alla comparsa delle prime fessure verticali oppure fino al manifestarsi di sensibili fenomeni di non linearità;

- ad ogni fase di carico si effettuano le letture della tensione di compressione e dello spostamento relativo delle basi di misura e si segue in tempo reale il comportamento della muratura mediante il diagramma tensione-deformazione.

Nel seguito vengono mostrati i risultati delle prove; in particolare vengono riportate:

- le letture effettuate in corrispondenza delle tre basi di misura e la pressione p in corrispondenza di ogni incremento di carico;

- le deformazioni ϵ calcolate con riferimento al valore medio delle letture alle tre basi di misura e le tensioni σ (Tabella 1);

- il diagramma tensioni-deformazioni verticali ($\sigma-\epsilon$) dal quale si calcola il modulo elastico della muratura.

Le tensioni σ riportate nella Tabella 1 e nel diagramma di seguito sono state determinate attraverso la relazione:

$$\sigma = K_m \cdot K_a \cdot p$$

dove:

K_m è la costante di calibrazione del martinetto che tiene conto della rigidità e del comportamento del martinetto stesso che nel caso in esame è pari a 0,81;

K_a è il coefficiente ottenuto come rapporto tra superficie del martinetto e superficie del taglio.



Rapporto di Prova n° 7 - 09

Perugia, 10/02/2009

PIANO TERRA

Base di misura 1 (mm)	Base di misura 2 (mm)	Base di misura 3 (mm)	Media (mm)	Pressione p (bar)	Deformazione assiale ϵ	Tensione di compressione (Kg/cm ²)
303,707	304,018	304,915	304,213	0,0	0,0000	0,00
303,693	303,983	304,909	304,195	2,0	0,0001	1,62
303,667	303,944	304,892	304,168	4,2	0,0002	3,40
303,658	303,899	304,890	304,149	6,0	0,0002	4,86
303,630	303,865	304,862	304,119	8,0	0,0003	6,48
303,628	303,851	304,851	304,110	10,0	0,0003	8,10
303,600	303,826	304,839	304,088	12,0	0,0004	9,72
303,590	303,804	304,812	304,069	14,0	0,0005	11,34
303,572	303,770	304,792	304,045	16,0	0,0006	12,96
303,552	303,743	304,766	304,020	18,0	0,0006	14,58
303,537	303,698	304,730	303,988	20,0	0,0007	16,20
303,520	303,659	304,704	303,961	22,0	0,0008	17,82
303,492	303,604	304,660	303,919	24,0	0,0010	19,44
303,453	303,523	304,584	303,853	26,0	0,0012	21,06
303,400	303,439	304,520	303,786	28,0	0,0014	22,68
303,362	303,352	304,453	303,722	30,0	0,0016	24,30
303,300	303,251	304,375	303,642	32,0	0,0019	25,92
303,258	303,155	304,303	303,572	34,0	0,0021	27,54
303,180	303,020	304,203	303,468	36,0	0,0025	29,16
303,120	302,957	304,150	303,409	38,0	0,0026	30,78
303,061	302,842	304,053	303,319	40,0	0,0029	32,40
302,975	302,703	303,920	303,199	42,0	0,0033	34,02
302,903	302,600	303,830	303,111	44,0	0,0036	35,64
302,803	302,415	303,703	302,974	46,0	0,0041	37,26
302,703	302,249	303,574	302,842	48,0	0,0045	38,88
302,610	302,080	303,466	302,719	50,0	0,0049	40,50
302,400	301,801	303,262	302,488	52,0	0,0057	42,12
302,090	301,430	302,956	302,159	54,0	0,0068	43,74
301,758	301,011	302,257	301,675	56,0	0,0083	45,36
302,670	302,283	303,673	302,875	0,0	0,0044	0,00

Tabella 1 : Valori di prova per le basi di misura ed il carico applicato

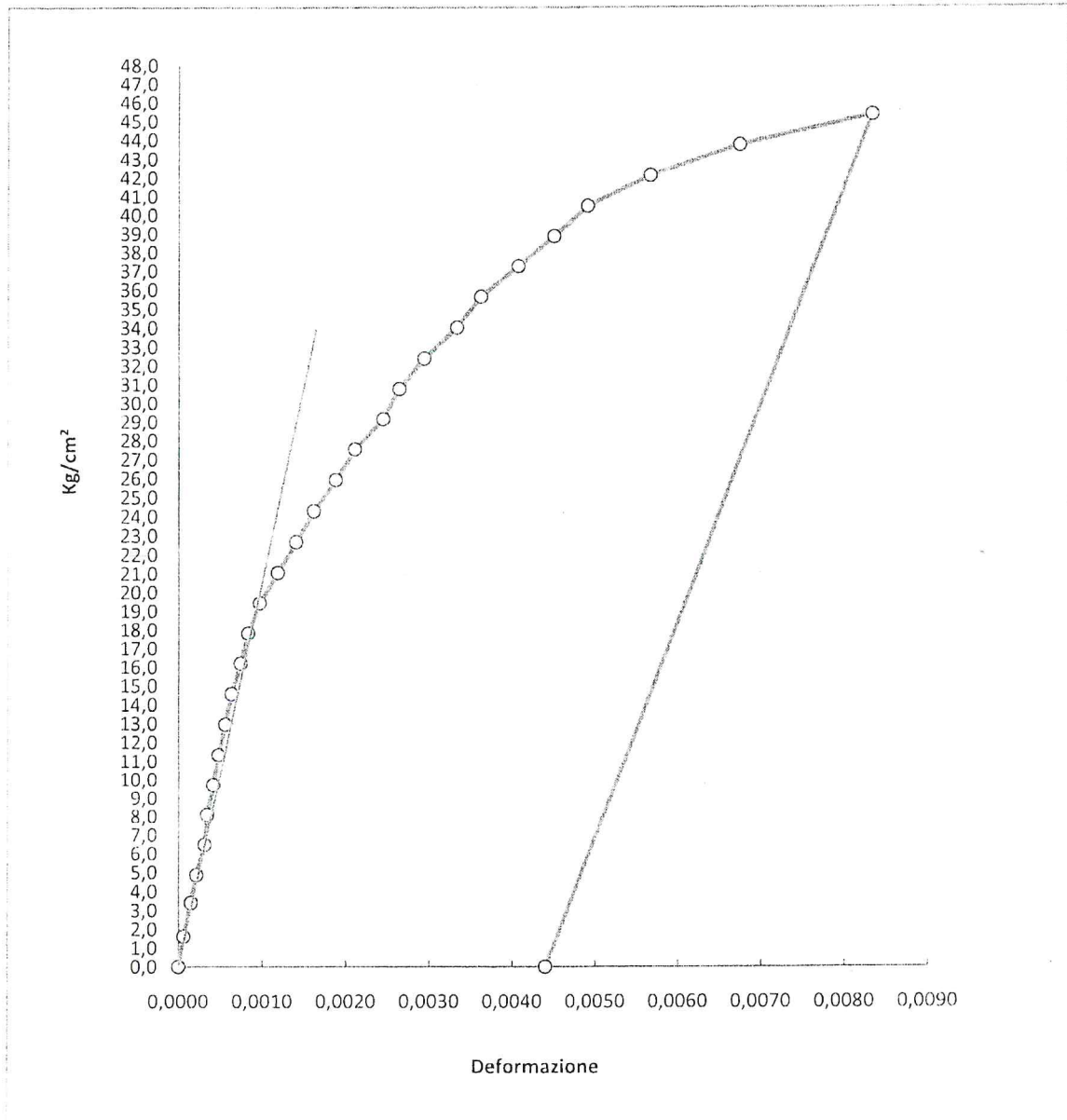


Figura 6: Diagramma (σ-ε)

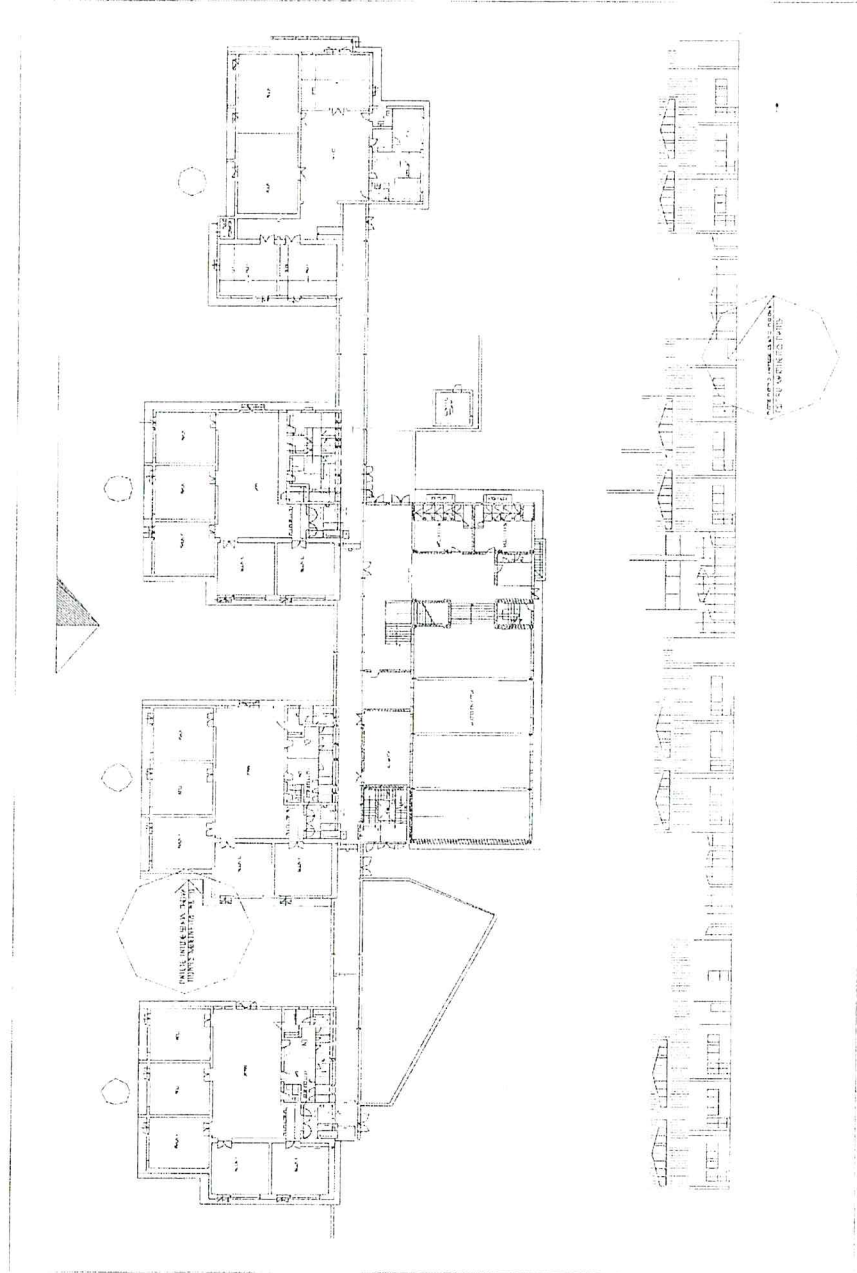
In sintesi la prova di compressione con martinetti piatti eseguita sulla muratura esterna delle scuola ha fornito una resistenza a rottura di compressione della muratura di 45,36 kg/cm² e un modulo di elasticità E di 20708 kg/cm², calcolato nel tratto indicato in (figura 6).



Rapporto di Prova n° 7 - 09

Perugia, 10/02/2009

APPENDICE B



Pag. 8

ALLEGATO 3 RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

In riferimento allo studio geologico condotto dal Dott. Paolo MASTROMATTEO è stato possibile ricostruire la stratigrafia di cui sopra e attribuire al terreno di fondazione un valore $V_{s30} = 268.82$ m/s rappresentativo di un **Suolo Tipo B**.

Quindi in riferimento a quanto riportato nella OPCM 3247/03 e s.m.i. nella tabella 3.1 del punto 3.2.3 si otengono i seguenti valori da utilizzare poi nella determinazione dell'azione sismica di progetto – Vedere Relazione di Calcolo: $S = 1.25$ $T_B = 0.15$ $T_C = 0.50$ $T_D = 2$.

Premesso che lo studio riguarda corpi di fabbrica realizzati da più di 30 anni che hanno vissuto tre eventi sismici significativi (Anno 1979 – 1997 - 2000) si ritiene che i cedimenti differenziali del terreno si siano dissipati e che lo stesso abbia ormai raggiunto un notevole grado di compattazione.

Alla luce di quanto riportato nella relazione di calcolo, della tipologia delle opere fondali, dello stato di fatto delle stesse e della geometria degli edifici, si ritiene che le fondazioni non rappresentino un elemento di vulnerabilità durante un evento sismico.

L'incremento delle pressione sul terreno dovute a un'azione sismica risultano minime e compatibili con il terreno riportato nella relazione geologica, pertanto sono esclusi eventuali meccanismi di collasso del terreno o plasticizzazione dello stesso.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione;
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione;
γ	peso di volume del terreno in fondazione;
B	larghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa;
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{2.7 \phi}$$

$$N_q = A \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D / B) \sqrt{K_p}$$

$$d_c = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_c = d_\gamma = 1 + 0.1 (D / B) \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta^2/90)^2$$

$$i_\gamma = [1 - (\theta / \phi^\circ)]^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Verifica della portanza per carichi orizzontali (scorrimento)

Per la verifica a scorrimento lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere la fondazione deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere la fondazione F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .
La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che $\eta_s \geq 1.3$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_r l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_s l'adesione terreno-fondazione e con B la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_r + c_s B$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle della fondazione. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 30 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_r , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_r pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Cedimenti della fondazione

Metodo Edometrico

Il metodo edometrico è il classico procedimento per il calcolo dei cedimenti in terreni a grana fina, proposto da Terzaghi negli anni '20

L'ipotesi edometrica è verificata con approssimazione tanto migliore quanto più ridotto è il valore del rapporto tra lo spessore dello strato compressibile e la dimensione in pianta della fondazione.

Tuttavia il metodo risulta dotato di ottima approssimazione anche nei casi di strati deformabili di grande spessore.

L'implementazione del metodo è espressa secondo la seguente espressione:

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta \sigma_i}{E_{ed,i}} \Delta z_i$$

dove:

$\Delta \sigma$ è la tensione indotta nel terreno, alla profondità z , dalla pressione di contatto della fondazione;

E_{ed} è il modulo elastico determinato attraverso la prova edometrica e relativa allo strato i -esimo;

Δz rappresenta lo spessore dello strato i -esimo in cui è stato suddiviso lo strato compressibile e per il quale si conosce il modulo elastico.

Calcolo delle tensioni indotte

Metodo di Boussinesq

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione

Descrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]

L Lunghezza della fondazione espressa in [m]

D Profondità del piano di posa in [m]

α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]

ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(R)	0.00	0.00	1.00	6.00	0.70	0.00	0.00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cmq]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cmq]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
Suolo	1800.0	2000.0	18.00	0.00	0.000	0.000
Sabbie e Ghiaie	1900.0	2200.0	35.00	0.00	0.000	0.000

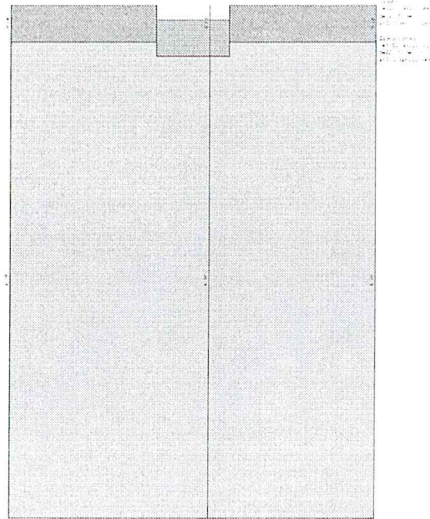
Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Identificativo strato
Z1	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
Z2	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
Z3	Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
Terreno	Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1:	X = 0.0 [m] Y = 0.0 [m]
Punto di sondaggio n° 2:	X = 3.0 [m] Y = 0.0 [m]
Punto di sondaggio n° 3:	X = 0.0 [m] Y = 3.0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-0.5	-0.5	-0.5	Suolo
2	-7.0	-7.0	-7.0	Sabbie e Ghiaie



Normativa

D.M. 1996 - Stati Limite

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente di partecipazione parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente di partecipazione parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
γ_E	Coefficiente parziale sulla condizione sismica

Coefficienti amplificativi sui carichi - (caso statico)

γ_{Gsfav}	γ_{Gfav}	γ_Q
1.40	1.00	1.50

Coefficienti amplificativi sui carichi - (caso dinamico)

γ_{Gsfav}	γ_{Gfav}	γ_Q
1.40	1.00	1.50

Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche

Capacità portante	3.00
Scorrimento	2.00

Coeff. di combinazione $\Psi_0 = 0.70$ $\Psi_1 = 0.50$ $\Psi_2 = 0.20$

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.
Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
Momento positivo senso antiorario.

<i>Fondazione</i>	Nome identificativo della fondazione
<i>N</i>	Sforzo normale totale espressa in [kg]
<i>Mx</i>	Momento in direzione X espressa in [kgm]
<i>My</i>	Momento in direzione Y espressa in [kgm]
<i>ex</i>	Eccentricità del carico lungo X espressa in [m]
<i>ey</i>	Eccentricità del carico lungo Y espressa in [m]
β	Inclinazione del taglio nel piano espressa in [°]
<i>T</i>	Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 (Condizione n° 1) [PERMANENTE]

Fondazione	N	Mx	My	ex	ey	β	T
Fondazione	1000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	90.0	0.0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione
C Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Combinazione n° 1 SLU

Condizione n° 1	γ	Ψ	C
Condizione n° 1	1.00	1.00	1.00

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza per carichi verticali

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Meyerhof
La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c i_c d_c + q N_q s_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: NESSUNA

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Fondazione

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	H = 0.96	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 1900.00$	[kg/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 35.00$	[°]
Coesione	c = 0.00	[kg/cm ²]
Modulo di taglio	G = 0.00	[kg/cm ²]

Combinazione n° 1 (Fondazione)

Base ridotta	B' = B - 2 ex = 1.00 [m]
Lunghezza ridotta	L' = L - 2 ey = 6.00 [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 37.15$
$s_c = 1.12$	$s_q = 1.06$	$s_\gamma = 1.06$
$i_c = 1.00$	$i_q = 1.00$	$i_\gamma = 1.00$

$$d_c = 1.27$$

$$d_q = 1.13$$

$$d_s = 1.13$$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0.00 + 5.13 + 4.25 = 9.38 \text{ [kg/cmq]}$$

Applicando il coefficiente di sicurezza $\gamma = 3.00$, otteniamo per la tensione ammissibile il seguente valore:

$$q_{amm} = q_u / \gamma = 9.38 / 3.00 = 3.13 \text{ [kg/cmq]}$$

Valore compatibile con le tensioni di esercizio delle varie strutture.

Il Tecnico incaricato
Ing. Giancarlo Ottaviani

