



COMUNE DI PRATO

ASSESSORE AI LAVORI PUBBLICI	ENRICO GIARDI
Dirigente AREA OPERE PUBBLICHE E AMBIENTE	Ing. LORENZO FRASCONI
Dirigente SERVIZIO EDILIZIA PUBBLICA	Ing. PAOLO BARTALINI
CODICE FISCALE	84006890481
OGGETTO	REALIZZAZIONE DI TRE SEZIONI DI SCUOLA MATERNA A MEZZANA
UBICAZIONE	VIA VIOTTOLO DI MEZZANA
FASE	PROGETTO ESECUTIVO
ELABORATO	S_A RELAZIONE SPECIALISTICA DELLE STRUTTURE
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE	Ing. Paolo Bartalini
COLLABORATORI	Geom. Ivo Frosini - Geom. Antonio Silvestri
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI	Ing. Alessandro Becherucci
PROGETTISTA IMPIANTI MECCANICI	Ing. Leonardo Cecchi
PROGETTISTA IMPIANTI ELETTRICI	Ing. Vittorio Bardazzi
DATA	DICEMBRE 2006

INDICE

1 - Relazione generale sull'intervento	pag. 3
2 - Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni	pag. 5
3 - Relazione di calcolo delle strutture	pag. 10
4 - Relazione sui materiali	pag. 13

1 - Relazione generale sull'intervento

a - Descrizione dell'intervento

L'intervento oggetto della presente relazione riguarda la realizzazione di tre nuove sezioni di scuola materna a Prato in località Mezzana, via Viottolo di Mezzana.

L'intervento consiste nella realizzazione di un edificio ad un solo piano fuori terra a struttura in c.a. per gli elementi verticali e con il solaio di copertura realizzato in legno lamellare. Le dimensioni approssimative in pianta sono 25 ml x 25 ml di forma quindi quadrata.

La struttura portante prevede quindi pilastri in c.a. e orditura del solaio sia principale che secondaria con elementi in legno lamellare. Il tutto è completato da un tavolato in legno massiccio per la posa degli strati non portanti della copertura.

Le fondazioni sono realizzate a travi rovesce in c.a. con un solaio di piano terra del tipo areato ad "igloo".

La resistenza alle azioni orizzontali è affidata al funzionamento a pilastri isostatici del complesso, infatti è previsto che la copertura abbia solo una funzione di ripartizione del carico sismico fra i pilastri mediante il funzionamento a trave reticolare grazie alla presenza di controventi costituiti da piatti d'acciaio posti al di sopra del tavolato.

Sul lato dell'ingresso è previsto un portale in acciaio con pura funzione decorativa ed architettonica

La struttura portante prevista dal progetto è quindi costituita da:

- 1) Pilastri in c.a.;
- 2) Solaio areato tipo "igloo" al piano terra;
- 3) Fondazioni a travi rovesce in c.a.;

- 4) Solaio di copertura in legno lamellare;
- 5) Portale in acciaio d'ingresso.

b- Normativa di riferimento

La progettazione e i calcoli delle strutture sono stati svolti in conformità alle disposizioni delle normative e delle istruzioni di seguito richiamate:

- L. 64 del 02.02.74 'Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche'.
- L. 1086 del 5.11.1971 'Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica';
- D.M. 14/09/2005 ' Norme tecniche per le costruzioni'

Referenze tecniche essenziali:

- O.P.C.M. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni ed integrazioni;
- UNI EN 1992-1-1 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- EN 1993-1-1 "Eurocode 3: Design of steel structures" (versione inglese);
- EN 1998-1 "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance"

(versione inglese);

- UNI EN 1995-1-1 "Eurocodice 5: Progettazione delle strutture in legno"

- C.N.R. 10011/97 "Costruzioni di Acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;

2 – Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni

a) Stratigrafia

I sondaggi (i risultati dei quali sono riportati nell'allegata relazione geologica) hanno verificato la presenza di:

- un primo livello di terreno costituito da terreni coesivi di tipo limo sabbioso debolmente sabbioso fino a circa - 3.0 m dal p.c.;
- un secondo livello (fino a -6.30 ml dal p.c.) di caratteristiche simili al precedente con maggior contenuto in argilla;
- un terzo livello (fino alla profondità indagata) costituito da ciottoli e ghiaie di medie dimensioni in una matrice limo sabbiosa.

strato	peso di volume	a. attrito eff.	Coesione non dr.
	t/mc	°	kg/cmq
Limi sabbiosi con argilla	1.90	-	1.23
Argilla sabbiosa	1.85	-	0.93
ghiaie	2.00	30	-

b) Descrizione delle fondazioni :

Le nuove fondazioni sono costituite da:

- Travi di sezione a T rovescia di altezza pari a 80 cm necessarie per raggiungere un livello di terreno di adeguate caratteristiche geotecniche ed al di sotto dello strato di terreno soggetto a variazioni del contenuto idrico stagionali.

I piano di posa è quindi posto ad almeno - 0.80 m dal piano di campagna.

c) Valutazione della capacità portante :

c1 - trave rovescia

La verifica di capacità portante è stata effettuata adoperando i seguenti criteri:

- verifica nella combinazione $G + 1.3 Q$ adoperando i seguenti fattori di sicurezza sul terreno: $\gamma\phi = 1.25$ $\gamma cu = 1.40$;

- verifica sotto il carico sismico adoperando un fattore di sicurezza globale sul terreno pari a 2.

La verifica è stata condotta in condizioni non drenate in quanto manifestamente più gravosa per la capacità portante del terreno.

Ipotesi generali:

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1.0 m
Lunghezza fondazione	10.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Altezza di incastro	0.0 m
Inclinazione piano di posa	0.0°
Inclinazione pendio	0.0°
Fattore di sicurezza (Fc)	2.0
Fattore di sicurezza (Fq)	2.0
Fattore di sicurezza (Fg)	2.0
Acc. massima orizzontale	0.25
Cedimento dopo T anni	5.0
Profondità falda	9.0

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Fi: Angolo di attrito; Ey: Modulo Elastico;
cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m ³)	Fi (°)	cu (Kg/cm ²)	Ey (Kg/cm ²)
3.0	1900.0	0.0	1.23	100.0
3.3	1850.0	0.0	0.93	78.0
3.7	2000.0	30.0	0.0	200.0

Verifica 1:

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione non drenata)

Fattore Nq	1.0	
Fattore Nc	5.14	
Fattore Ng	0.0	
Fattore Sc	1.02	
Fattore Dc	0.32	
Fattore Ic	1.0	
Carico di progetto [Vd]	0.50	Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	5.31	Kg/cm ²
Rd >= Vd	Verificato	

Verifica 2:

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore Nq	1.0	
Fattore Nc	5.14	
Fattore Ng	0.0	
Fattore Sc	1.02	
Fattore Dc	1.16	
Fattore Sq	1.0	
Fattore Dq	1.0	
Fattore Sg	1.0	
Fattore Dg	1.0	
Pressione limite	7.63	Kg/cm ²
Pressione ammissibile	3.82	Kg/cm²

d) Analisi dei cedimenti:

E' stata condotta un'analisi dei cedimenti allo scopo di verificare che in condizioni di esercizio non si verifichino danni ai tamponamenti o ad altri elementi non strutturali.

Uno studio dettagliato dei cedimenti assoluti della struttura è riportato nell'allegata relazione geologica a cui rimandiamo per i dettagli.

Per quanto riguarda invece i cedimenti differenziali è stata condotta

una verifica sul modello strutturale in modo da verificare il valore che essi assumono sotto la condizioni di carico quasi permanente.

In particolare si è verificato che la differente tipologia di fondazione non provochi sensibili differenze nel cedimento:

- distanza = circa 3.5 ml
- spostamento diff. = 0.3 mm

Valore = $1/1200$ = valore accettabile per la struttura in esame

3 – Relazione di calcolo delle strutture

1) Ipotesi di carico:

PIANO PRIMO (solaio legno lamellare):	Q (daN/mq)
Permanenti (compreso tavolato strutturale)	100
daN/mq	
<u>Variabile (copertura accessibile)</u>	<u>200</u>
<u>daN/mq</u>	
TOTALE	300 daN/mq

2) Azione sismica:

a) Stato limite ultimo

In accordo con la committenza, l'edificio è classificato di classe I. Trattandosi di edificio pubblico a destinazione scolastica è stato adottato un coefficiente di protezione (o d'importanza) pari a 1.2.

Si è fatto riferimento allo spettro per lo stato limite ultimo contenuto nel D.M. 14/09/2005.

Nella valutazione della duttilità strutturale si è tenuto conto dei seguenti fattori:

- struttura in cemento armato a pilastri isostatici (vincolo in testa assimilabile ad una cerniera) $q_0 = 3.75$;
- progettazione in alta duttilità ($K_D = 1$)
- edificio regolare in altezza ($K_R = 1.0$)

Il terreno è stato classificato come suolo B ($V_{s30} > 360$ m/s)

I valori dei coefficienti sismici adottati sono i seguenti:

Accelerazione al suolo $a_g = 0.25$

Coefficiente di fondazione $S = 1.25$

Coefficiente di struttura $q = 3.75$

Coefficiente di protezione sismica $I = 1.20$

b) Stato limite di danno

Si è fatto riferimento allo spettro elastico per lo stato limite di danno contenuto nel D.M. 14/09/2005, scalato di un fattore 2.5

I valori dei coefficienti sismici adottati sono i seguenti:

Accelerazione al suolo $a_g = 0.25$

Coefficiente di fondazione $S = 1.50$

Coefficiente di smorzamento $\eta = 1$

Coefficiente di protezione sismica $I = 1.20$

Si è assunto come limite gli spostamenti relativi lo 0.5% dell'altezza di interpiano, ritenendolo un valore compatibile con la tipologia di tamponamento.

3) Modellazione della struttura e criteri di calcolo

La struttura è schematizzata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidezza e resistenza trascurabili .

La struttura viene modellata con il metodo degli elementi finiti, gli elementi utilizzati sono di tipo monodimensionale (trave) e bidimensionale (gusci).

I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti mediante le sei costanti di rigidezza elastica.

4) Modellazione dei materiali

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con

comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nella stampa dei dati di input.

5) Combinazione dei carichi

Le singole combinazioni di carico sono sovrapposte in modo da ottenere combinazioni di carico in cui sono rappresentati i massimi effetti delle sollecitazioni. Tali valori delle sollecitazioni sono utilizzati successivamente nella fase di dimensionamento e di verifica.

In particolare si sono utilizzate le seguenti combinazioni per i casi non sismici:

Per l'edificio

SLU:

$$1.4 G + 1.5 Q$$

SLE comb. rara:

$$G + Q$$

SLE comb. quasi permanente:

$$G + .2 Q$$

6) Analisi sismica

Le sollecitazioni provocate nella struttura dalle azioni sismiche vengono valutate mediante una analisi dinamica modale.

Le masse per il calcolo delle azioni sono valutate rispetto alle seguenti combinazioni:

$$G + .2 Q$$

Gli effetti delle azioni sismiche sulla struttura date dalle singole forme modali vengono sommate quadraticamente e le sollecitazioni calcolate con le seguenti combinazioni:

$$E_x + .3 E_y + G + .2 Q$$

$$E_y + .3 E_x + G + .2 Q$$

Il calcolo del coefficiente Θ che tiene conto degli effetti del secondo ordine è risultato pari a 0.033 e quindi tali effetti si possono ritenere trascurabili.

7) Verifiche

Le verifiche di resistenza e stabilità delle sezioni vengono eseguite con riferimento al metodo agli stati limite.

8) Deformazioni

Le deformazioni dei vari elementi componenti la struttura risultano compatibili con il tipo di struttura adottato e con le infrastrutture.

9) Resistenza al fuoco

Le strutture in c.a. e in legno lamellare sono progettate per una resistenza al fuoco R60. Per il calcolo del c.a. si è utilizzato il metodo tabellare proposto nella circolare 91/61 del ministero dell'interno, per il legno lamellare la norma UNI 9504.

10) Risultati del calcolo con elaboratore allegati alla presente relazione.

Vista la mole dei risultati derivanti dalle molteplici elaborazioni numeriche eseguite, si ritiene opportuno allegare alla presente relazione solo alcune parti del materiale relativo al calcolo con elaboratore elettronico.

E' sottinteso che l'intera documentazione prodotta dallo studio e necessaria per effettuare una progettazione completa rimane a disposizione delle Autorità e figure professionali competenti alle quali venga affidato o spetti un preciso compito di revisione e controllo degli elaborati.

4 – Relazione sui materiali

CARATTERISTICHE DEI CONGLOMERATI CEMENTIZI

CAMPO DI IMPIEGO	CLS/MALTA RESISTENZA CUBICA R'ck (kg/cmq)	DIAMETRO MAX AGGREGATO (mm)	CLASSE DI ESPOSIZIONE MINIMA	TIPO DI CEMENTO DOSAGGIO MINIMO (kg/mc)	RAPPORTO A/C MAX	ARMATURE	SLUMP MIN.
MAGRONI	150	30	2A	200	0.60	-	S3
FONDAZIONI	300	25	2A	CEM 425 II AL 380	0.5	B450C	S5
STRUTTURE IN ELEVAZIONE	350	25	2A	CEM 425 II AL 380	0.5	B450C	S5

Il disarmo delle strutture deve avvenire quando la resistenza del conglomerato ha raggiunto il valore necessario in relazione all'impiego delle stesse all'atto dell'operazione; la decisione, in ogni caso, è lasciata al giudizio della direzione dei lavori.

Per gli acciai da cemento armato dovranno essere rispettati i seguenti rapporti:

$$\frac{f_y}{f_{yk}} \leq 1.35 \quad \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_{medio} \geq 1.13$$

CARATTERISTICHE DELLA CARPENTERIA METALLICA

Acciaio da carpenteria	FE 360 B
Bulloni	
Viti	classe 6.8
Dadi	classe 6
Saldature	manuali ad arco con elettrodi rivestiti omologati secondo UNI 5132/74

CARATTERISTICHE DEL LEGNO LAMELLARE

Classificazione secondo UNI EN 1194

Travi principali e pilastri	GL 28h (BS14 secondo DIN 1052)
Travi secondarie	GL 24h (BS11 secondo DIN 1052)
Chiodi $f_{u,k}$ (N/mm²)	> 600
Bulloni $f_{u,k}$ (N/mm²)	> 400 classe 4.6

Legname per tavolato strutturale: abete categoria S2 secondo UNI 11035-2.