REGIONE LIGURIA
PROVINCIA DI SAVONA
COMUNE DI PONTINVREA

Oggetto: PROGETTO

PARCO EOLICO BRIC AUTZE'

Committente:

EOLO srl
Via Bartolomeo Prieri 4
12016 Peveragno (CN)

Progettisti:

Entec spa
Via Montegrappa, 2
12038 Savigliano (CN)
Tel. +39 0172 370 008
Fax. +39 0172 375 319
www.entec.it

Paolo Ing. **OBERTO**
Matteo Ing. **ANZALONE**
Daniele Ing. **GARNERONE**



Collaboratori:

Paolo Dott. For. **CORRENDO**
Sara Dott.ssa **VIGLIETTI**
Paola Geol. **REVERDITO**
Roberto Consulente faunistico **TOFFOLI**

Elaborato:

M.01.b

Titolo:

Relazione Tecnica sulla Viabilità

Revisione
ottobre 2016

Relazione tecnica sulla viabilità a seguito della nuova soluzione progettuale

Scala: ---

Note Legali: proprietà esclusiva della società Entec spa, utilizzo e riproduzione vietate senza alcun accordo scritto

SOMMARIO

INTRODUZIONE 1

1.0 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA OGGETTO DI INTERVENTO 4

2.0 ANALISI COMPONENTI DI TRAFFICO 5

3.0 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA VIABILITA' DI ACCESSO 12
3.1 Intervento 1: 14
3.2 Intervento 2: 15
4.0 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA VIABILITÀ INTERNA 17

5.0 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DELLE PIAZZOLE 21
5.1 Piazzola 1 23
5.2 Piazzola 2 26
6.0 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA VIABILITÀ DI COLLEGAMENTO 28

7.0 CALCOLO DEI VOLUMI DI SCAVO E DI RIPORTO 31

7.1 Volumi movimentati lungo la viabilità di accesso 31
7.2 Volumi movimentati lungo la viabilità interna 33
7.3 Volumi movimentati piazzole 34
7.4 Volumi movimentati viabilità di collegamento 36

8.0 ANALISI SOVRASTRUTTURA STRADALE E OPERE ACCESSORIE 41
8.1 Sovrastruttura stradale 41
8.2 Stabilizzazione delle terre con calce o con calce e cemento 44
8.3 Trattamenti superficiali di depolverizzazione a freddo 50
8.4 Opere idrauliche accessorie 57
8.4.1 Dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche 60
8.4.2 Stima delle portate al colmo 60
8.4.3 Individuazione del bacino 60
8.4.4 Calcolo del tempo di corrivazione e dell'intensità di pioggia 60
8.4.5 Stima del coefficiente di deflusso 61
8.4.6 Stima della portata al colmo 62
8.4.7 Verifica idraulica della canaletta longitudinale 62
8.4.8 Verifica idraulica della canaletta trasversale 63

9.0 CONCLUSIONI 64

INTRODUZIONE

Oggetto del presente documento risulta essere una descrizione analitica delle infrastrutture accessorie al parco eolico in oggetto al fine di garantire una corretta lettura del progetto e degli elaborati costituenti il progetto stesso.

Con il termine "opere accessorie" si intendono tutte le infrastrutture necessarie per l'installazione degli aerogeneratori costituenti l'impianto eolico che vanno pertanto dalle opere di adeguamento della viabilità esistente alla realizzazione di tratti viari nuovi e la realizzazione di aree di manovra e deposito (piazzole).

Si riporta di seguito una breve descrizione delle opere accessorie:

- realizzazione di due allargamenti lungo la "vecchia strada comunale Repiano" in corrispondenza di due curve caratterizzate da una larghezza media di circa 3.20 m posti in due punti aventi rispettivamente coordinate 454461 E 4918512 N e 454363 E 4918661 N. I due allargamenti si sono resi necessari per consentire il transito dei mezzi di trasporto dei componenti del parco;



Immagine 1 – Viabilità di accesso

- adeguamento plano-altimetrico della pista privata esistente in misto granulare consolidato caratterizzata da uno sviluppo di circa 1250 m che a partire dal punto di coordinate 454282 E 4918782 N, denominato "ingresso viabilità", consente il raggiungimento delle aree di installazione degli aerogeneratori; l'adeguamento in oggetto consistente in un allargamento della pista esistente e di un rifacimento della sovrastruttura stradale in modo da consentire il transito sia dei mezzi operativi di movimento terra che dei mezzi impiegati per l'installazione degli aerogeneratori;



Immagine 2 – Viabilità interna

- realizzazione di due piazzole di manovra necessarie per l'installazione degli aerogeneratori; come si vedrà in seguito la superficie complessiva occupata dalle due piazzole durante le operazioni di installazione sarà di circa 1250 mq per poi essere ridotta a circa 100 mq nella configurazione definitiva;



Immagine 3 – Area piazzole

- realizzazione viabilità di collegamento delle piazzole lungo il versante nord-ovest del crinale oggetto di intervento opportunamente dimensionata in modo tale da renderla transitabile da parte dei mezzi di installazione del parco eolico sia in termini di geometria che di capacità portante.



Immagine 4 – Area oggetto di intervento viabilità di collegamento

Si procederà pertanto attraverso l'approfondimento dei seguenti argomenti:

- localizzazione dell'area oggetto di intervento: descrizione generale del sito interessato dalla realizzazione del Parco Eolico Bric Autzè;
- analisi componenti di traffico interessanti il parco: valutazione preliminare dei mezzi di cantiere e dei mezzi di trasporto che interverranno nelle diverse fasi del cantiere;
- caratterizzazione geometrica viabilità di accesso: descrizione geometrica degli interventi di adeguamento plano-altimetrici della viabilità pubblica esistente;
- caratterizzazione geometrica viabilità interna: descrizione geometrica degli interventi interessanti la viabilità interna esistente sia dal punto di vista planimetrico che altimetrico;
- caratteristiche geometriche delle piazzole: descrizione geometrica delle aree destinate ad ospitare gli aerogeneratori attraverso un'analisi dettagliata degli spazi di occupazione sia nella condizione temporanea di cantiere che nella situazione definitiva;
- caratterizzazione geometrica viabilità di collegamento: descrizione caratteristiche plano-altimetriche temporanee di cantiere e definitive dell'asse stradale avente la funzione di collegare le due piazzole ospitanti gli aerogeneratori costituenti l'impianto in oggetto;
- analisi delle aree e dei volumi di scavo e riporto: valutazione generale dei movimenti terra necessari per l'esecuzione degli interventi sopra riassunti sia nella condizione temporanea di cantiere che nella successiva fase di ripristino;
- analisi della sovrastruttura stradale e opere accessorie: analisi dei materiali da impiegare per la realizzazione delle sovrastrutture costituenti la superficie di transito dei mezzi operativi alla quale farà seguito una breve descrizione delle opere a corredo sia delle piazzole che della viabilità quali possono essere i canali di raccolta delle acque meteoriche.

Effettuata questa breve introduzione, si procede attraverso una analisi delle componenti di traffico che andranno ad interessare il sito in oggetto durante le operazioni di cantiere al fine di effettuare una adeguata progettazione geometrico-strutturale delle infrastrutture. Nell'ambito della progettazione viaria ci si è posti l'obiettivo di determinare la migliore soluzione progettuale che garantisca un adeguato compromesso tra le necessità operative definite dal produttore degli aerogeneratori e una adeguata integrazione delle opere con la natura circostante.

1.0 LOCALIZZAZIONE DELL'AREA OGGETTO DI INTERVENTO

Come ampiamente descritto all'interno del documento "**M.01.a** – Relazione tecnica descrittiva", l'impianto in oggetto si sviluppa sul versante nord-ovest del crinale del Bric Autzè posto in prossimità dell'abitato di Pontinvrea.

Il sito risulta raggiungibile attraverso una pista privata che dal punto in ingresso posto lungo la "vecchia strada comunale Repiano", dopo circa 1400 m consente il raggiungimento dell'area oggetto di installazione dei due aerogeneratori.

Come anticipato in precedenza gli interventi più importanti lungo la pista consistono nella realizzazione di un allargamento generale della carreggiata e di un rifacimento della sovrastruttura stradale; tutti questi interventi verranno classificati come interventi riguardanti la "viabilità interna".

Come facilmente intuibile, dovendo ricavare gli spazi necessari per l'installazione di due aerogeneratori caratterizzati da una altezza al mozzo rispettivamente di 89 m e 119 m e un diametro del rotore di 122 m, gli interventi più significativi riguarderanno il versante interessato dalla realizzazione delle piazzole destinate ad ospitare i mezzi di sollevamento dei componenti degli aerogeneratori e della viabilità di collegamento delle piazzole.

L'obiettivo che ci si è posti nella progettazione geometrica sia delle piazzole che della viabilità di collegamento è stata quella di andare a realizzare degli interventi completamente in scavo cercando, a valle degli interventi di ripristino, di rendere minima l'alterazione della natura esistente compatibilmente con le necessità funzionali del progetto.

E' importante sottolineare fin da ora come l'installazione di macchine di dimensioni significative come quelle in oggetto necessità di aree di manovra per i mezzi di installazione particolarmente elevate che risulterebbero particolarmente impattanti per il sito in oggetto. Nell'ambito dell'ottimizzazione progettuale si è cercato di rendere minimi gli spazi di occupazione delle aree necessarie all'installazione dei due aerogeneratori riducendole in modo significativo al termine delle operazioni di ripristino.

Si riporta di seguito un inquadramento generale delle aree oggetto di intervento

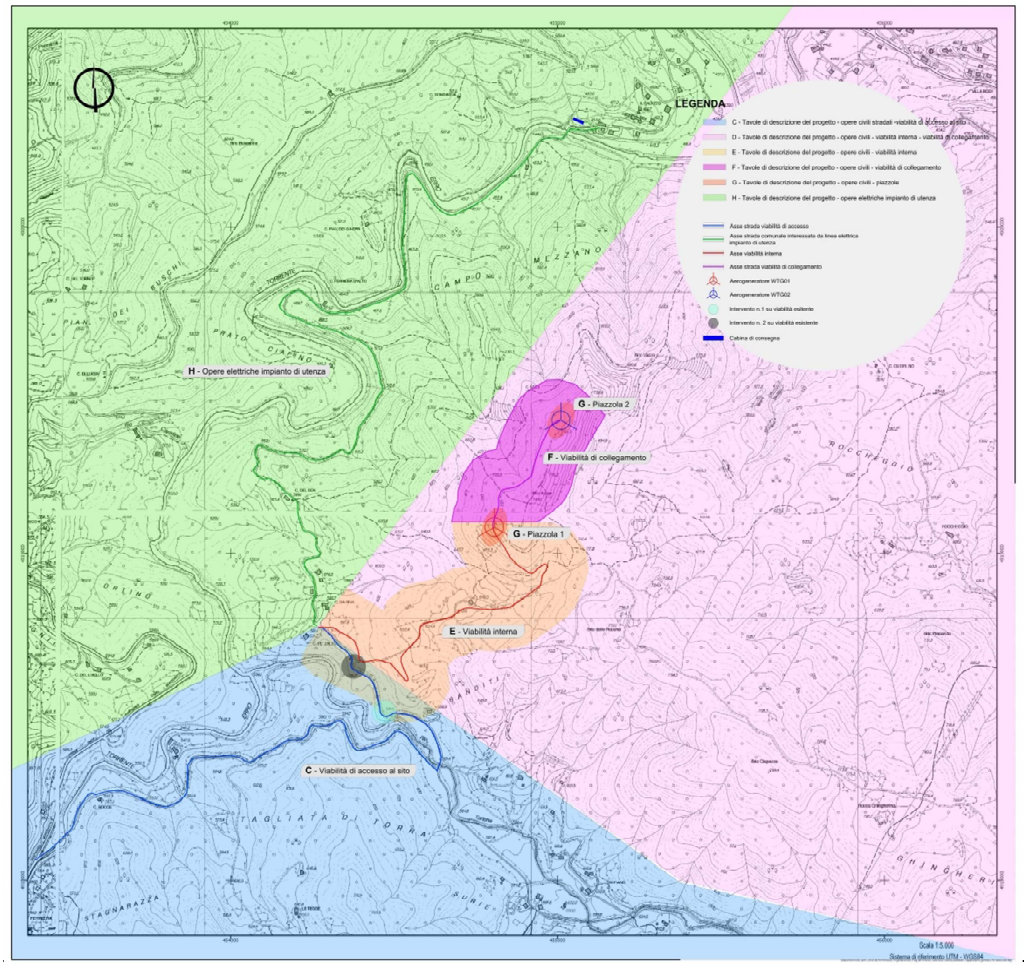


Immagine 5 – Inquadramento generale area intervento (estratto elaborato B.01.a)

2.0 ANALISI COMPONENTI DI TRAFFICO

Come accennato in precedenza sia la viabilità di accesso, limitatamente a due interventi di allargamento interno curva, sia la viabilità interna al sito che la viabilità di collegamento saranno interessate dal transito di mezzi operativi di seguito classificati in tre categorie principali:

1. veicoli leggeri: veicoli che per caratteristiche geometriche (sagoma limite) e pesi non determinano situazioni particolarmente gravose per la stabilità delle sovrastrutture stradali;
2. macchine da cantiere: si tratta di macchine necessarie per la realizzazione di tutte le infrastrutture accessorie al parco eolico;
3. macchine per il trasporto dei componenti costituenti gli aerogeneratori.

Di seguito si riporta una breve descrizione dei principali mezzi mettendo in evidenza le relative masse, i carichi per asse e le principali dimensioni geometriche al fine di individuare il mezzo che andrà ad impegnare in modo più gravoso sia gli assi stradali esistenti che quelli in progetto.

Tabella 1 – Caratteristiche mezzi operativi

	massa	numero assi	carico/asse	larghezza	lunghezza	altezza	V_{max}
	[kg]	[n]	[t/asse]	[mm]	[mm]	[m]	[km/h]
Pala coingolata media	15 600	cingoli	-	2280	4375	3105	10
Miniescavatore idraulico	4 920	cingoli	-	1980	2580	2550	5
Escavatore idrulico medio	24 200	cingoli	-	3180	8960	3120	6
Grande punto van	1 600	2	0.80	1687	4030	1490	150
Pala compatta skid	3 432	2	1.72	2083	2951	2083	19
Grader	14 093	3	4.70	2481	9889	3278	38
Semovente	40 000	8	5.00	3000	16580	1340	10
Autobetoniera	20 900	4	5.23	2500	7019	2790	45
Compattatore vibrante	11 680	2	5.84	2360	5510	3070	12
Dumper articolato vuoto	23 600	3	7.87	2877	9920	3440	56
Fresatrice a freddo	17 600	2	8.80	2535	5330	3400	4
Iveco 4x2	18 000	2	9.00	2550	9077	3109	6;100
Iveco 8x8	40 000	4	10.00	2550	8852	3334	6;100
Iveco 4x4	20 000	2	10.00	2550	7862	3237	6;100
Semovente con concio n1	**120 000**	**10**	**12.00**	**4300**	**17060**	**5900**	**10**
Semovente con concio n2	**120 000**	**10**	**12.00**	**4300**	**20700**	**5900**	**10**
Semovente con concio n3	**120 000**	**10**	**12.00**	**4300**	**20420**	**5900**	**10**
Semovente con concio n4	**120 000**	**10**	**12.00**	**3720**	**25620**	**5320**	**10**
Semovente con concio n5	**120 000**	**10**	**12.00**	**3720**	**25620**	**5320**	**10**
Iveco 6x6	33 000	3	11.00	2550	8627	3234	6;100
Iveco 6x4	33 000	3	11.00	2550	9527	3106	6;100
Autogru Liebher LG 1750	**96 000**	**8**	**12.00**	**3000**	**20970**	**4000**	**75**
Autogru Grove GMK 5130	60 000	5	12.00	2750	12655	3905	75
Gru Liebherr LTR 1100	103 010	cingoli	-	3550			
Rigeneratrice stradale	24 640	2	12.32	3000	6400	3410	3

Il dimensionamento geometrico-strutturale degli interventi di adeguamento della viabilità esistente pubblica e privata e la progettazione ex-novo della viabilità lungo il versante nord-overt, verrà definita prendendo in considerazione i mezzi operativi messi in evidenza nella precedente tabella in quanto costituiscono sia in termini di sagoma limite che in termini di carico limite per asse i mezzi che andranno a gravare maggiormente le aree di intervento.

All'interno della precedente tabella , uno dei mezzi più importanti che troverà impiego nel trasporto dei componenti degli aerogeneratori risulta essere definito come "semovente"; in particolare quest'ultimo risulta essere un mezzo estremamente flessibile caratterizzato da un'unica unità motrice posta della parte anteriore del mezzo e di un numero di assi motori variabile a seconda del carico limite trasmissibile a terra;

nel caso in esame si è scelta la configurazione a 10 assi al fine di limitare il carico trasmesso a terra a 12 t/asse.

La flessibilità del mezzo in esame, già dimostrata in passato per il trasporto di componenti di numerosi parchi eolici è legata al fatto che oltre ad essere tutti motori, gli assi risultano sterzanti di 90° con conseguente possibilità di determinare raggi di curvatura estremamente variabili.

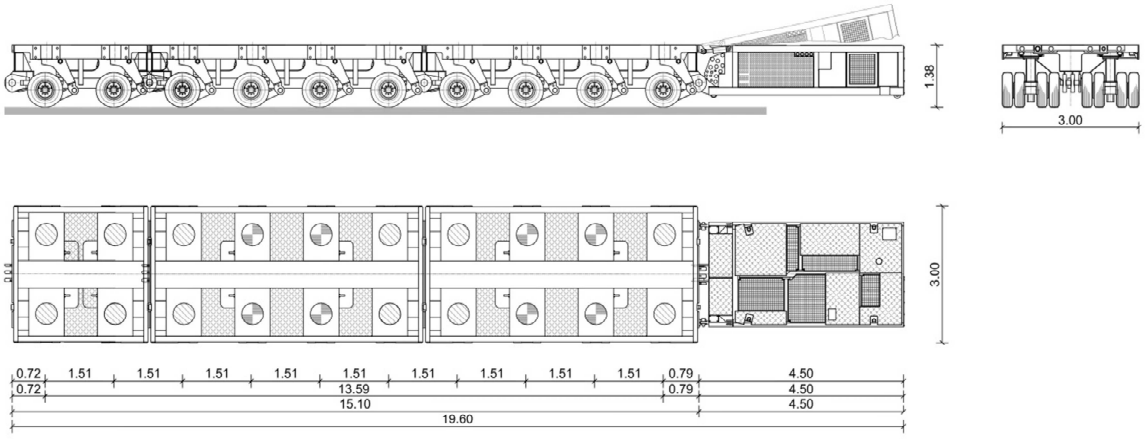


Immagine 7 –Semovente utilizzato per il trasporto dei conci di torre

Dall'analisi dell'immagine precedente si evince come di per se il semovente non risulterebbe essere particolarmente critico per il transito lungo la viabilità esistente avendo una sagoma limite compresa tra i 3.0 mm di larghezza e 1.38 m di altezza. La condizione che determina la criticità nell'impiego di questo mezzo è legata al fatto che essendo destinato al trasporto dei conci degli aerogeneratori la sagoma limite da prendere in considerazione è data dalla somma delle sagome del semovente e del concio stesso.

Per semplicità di analisi nelle simulazioni dei movimenti compiuti dal semovente si è deciso di considerare l'insieme "semovente-concio di torre" attraverso la definizione della sagoma limite rappresentata nelle immagini riportate in di seguito; in particolare dal punto di vista geometrico di area spazzata durante le operazioni di manovra, la condizione più critica è definita dall'insieme semovente concio numero 4 il quale è caratterizzato da una lunghezza complessiva di circa 29.83 m e un diametro variabile tra 3.72 m e 3.03 m. Per il dimensionamento delle sovrastrutture stradali la condizione più critica verrà invece raggiunta dall'insieme semovente e conci costituenti la torre caratterizzati rispettivamente da un peso di 50 t e 70 t per ogni concio.

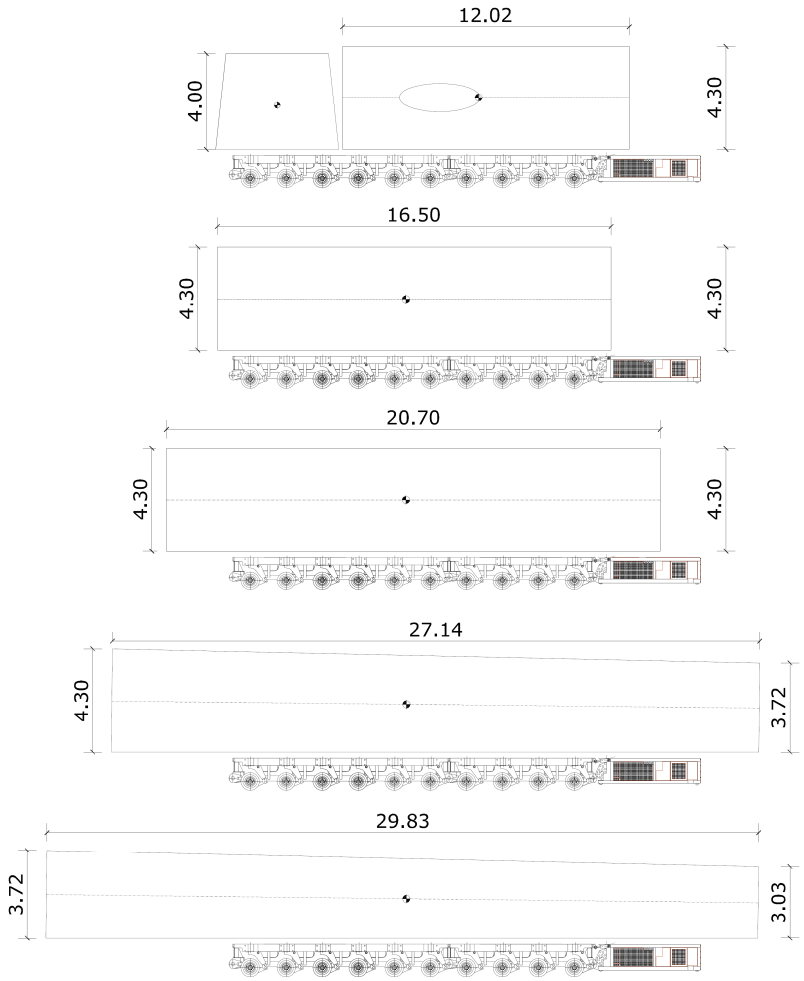


Immagine 8 – Schematizzazione semovente con conci di torre

Oltre che il trasporto dei conci di torre, lo stesso semovente troverà impiego per il trasporto delle pale degli aerogeneratori con l'unica differenza che mentre i conci di torre verranno trasportati in posizione statica parallela al piano di carico, la pala potrà avere una inclinazione variabile tra 0° e 60° al fine di minimizzare le interferenze tra la pala stessa e la vegetazione circostante. Si riporta di seguito lo schema dell'insieme pala-semovente (estratto elaborato "D.01.c – Planimetria generale situazione temporanea di cantiere – simulazione movimento mezzi di trasporto") dal quale si può notare il variabile livello di inclinazione raggiungibile dalla pala durante le operazioni di trasporto.

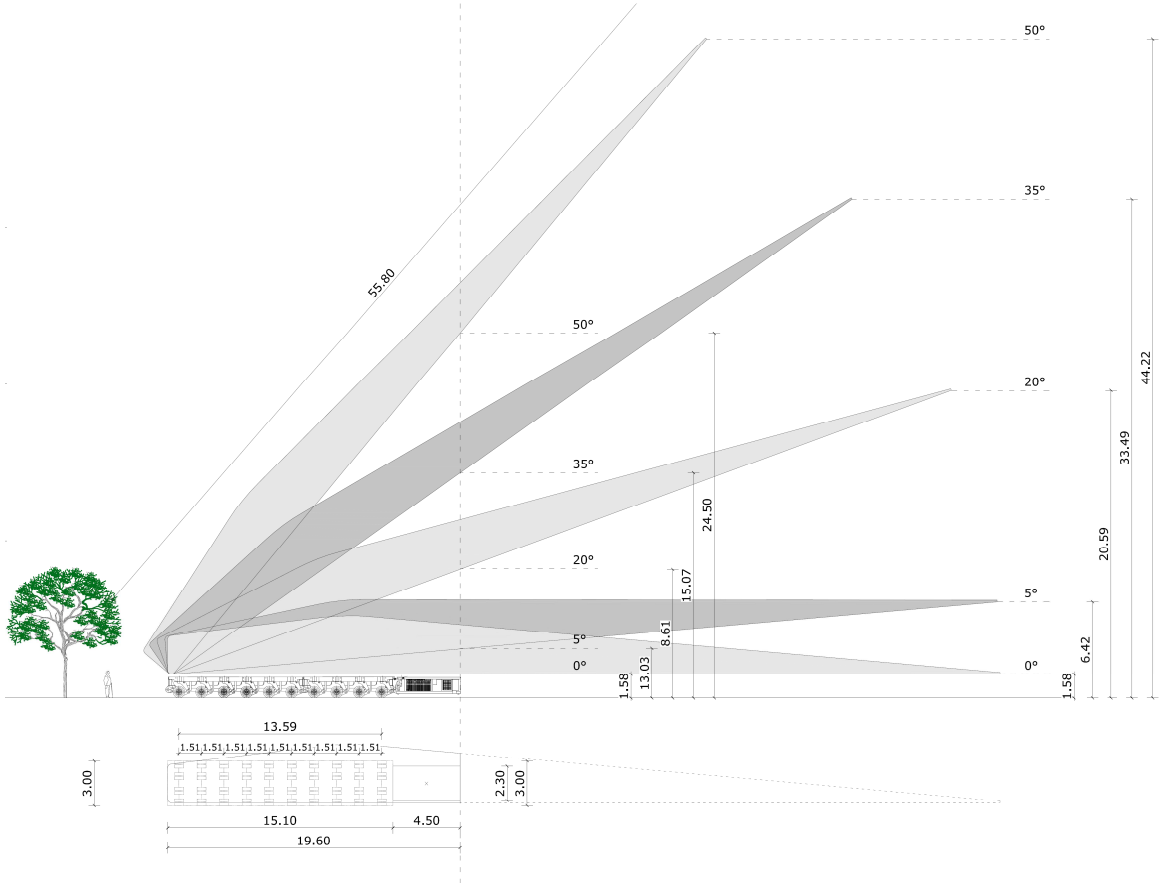


Immagine 9 – Schematizzazione semovente con pala (Estratto *D.01.d*)

Dall'analisi della tabella 1 si evince come il secondo mezzo più vincolante nella progettazione delle sovrastrutture a servizio del parco eolico risulta essere l'autogru "Liebehrr LG 1750" la quale troverà impiego nell'ambito dell'installazione dei due aerogeneratori.

Anche in questo caso per le successive simulazioni delle manovre compiute dall'autogru si è provveduto definire una sagoma limite di progetto di 19.26 m di lunghezza e 3.00 m di larghezza mentre l'impronta a terra dei pneumatici individuano un'area sul piano orizzontale di 14.75 m di lunghezza e 3.00 m di larghezza.

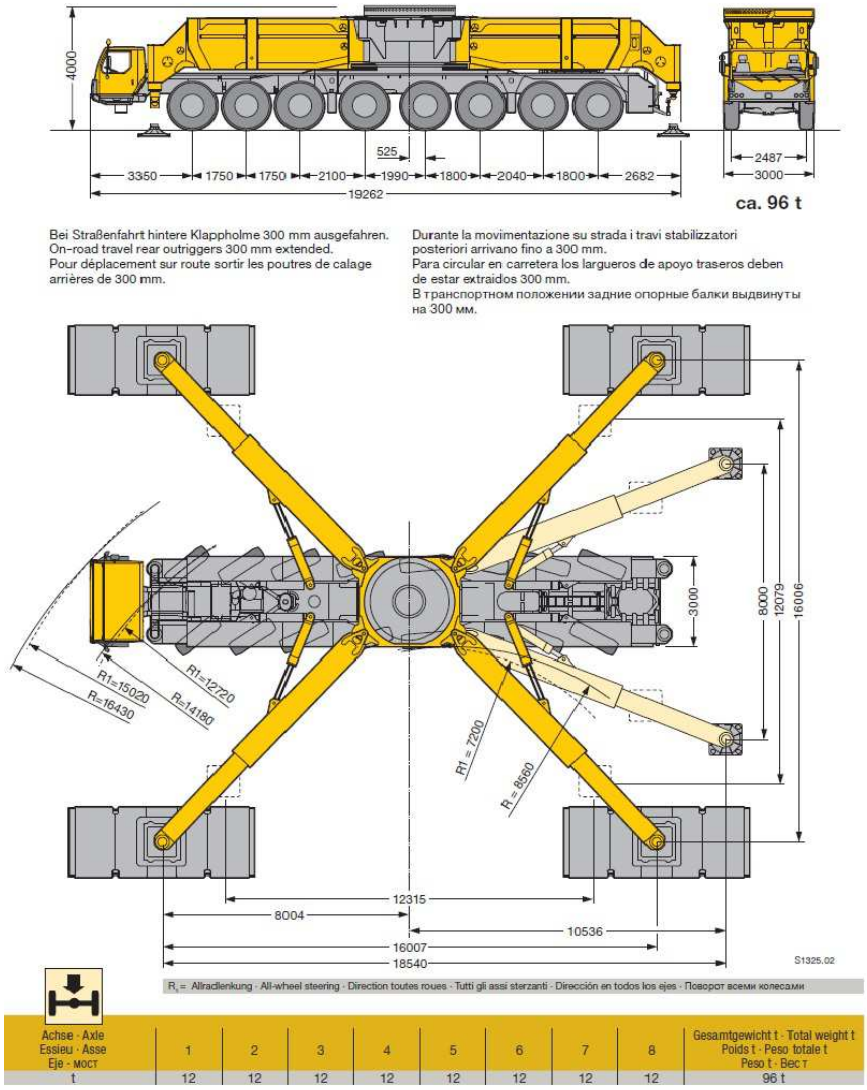


Immagine 10 – Autogru impiegata per il montaggio degli aerogeneratori

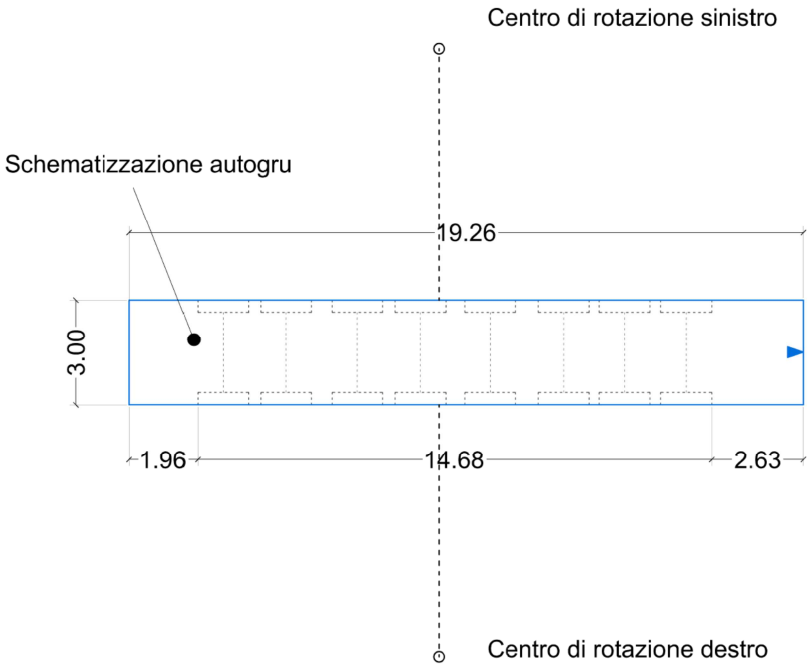


Immagine 11 – Schematizzazione autogru

La principale differenza tra i due mezzi è legata al fatto che mentre l'autogru presenta un centro di rotazione in un punto virtuale esterno alla proiezione sul piano orizzontale della propria sagoma limite, il semovente, grazie a particolari movimenti degli assi, è caratterizzato da un centro di rotazione la cui posizione è variabile a seconda del movimento impresso ai singoli assi per cui a seconda delle esigenze questo potrà essere interno od esterno alla proiezione della sagoma limite sul piano orizzontale garantendo di fatto una numerosissima possibilità di movimenti.

Definiti i veicoli che maggiormente andranno ad impegnare le infrastrutture accessorie al parco eolico sia in termini di carico per asse (dall'analisi della tabella 1, si evince come il valore più critico risulta essere individuato dalle 12 t asse dell'autogru) che in termini di spazi di occupazione, si è provveduto alla definizione degli allargamenti necessari lungo la viabilità di accesso e lungo la pista privata in ciottoli denominata viabilità interna.

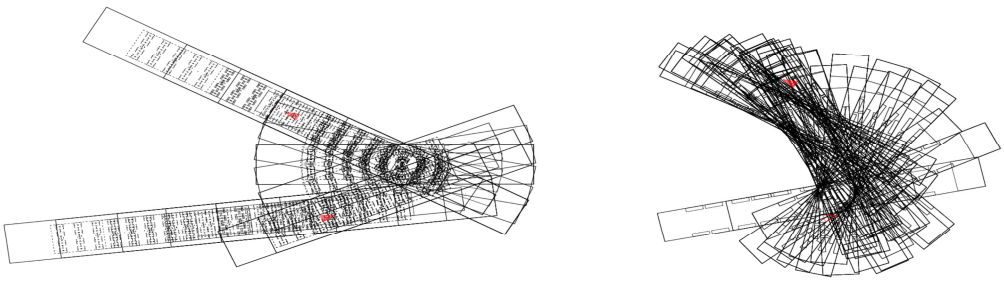
3.0 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA VIABILITA' DI ACCESSO

La viabilità di accesso al cantiere è definita come la viabilità che dall'abitato di Altare conduce all'area di cantiere; all'interno della presente sezione si analizzeranno gli adeguamenti necessari nella parte terminale della viabilità in oggetto che dalla frazione di Ferriera attraverso la Strada Provinciale SP32, passando attraverso la "vecchia strada comunale Repiano" consente il raggiungimento dell'area di cantiere. Gli interventi consistono in un allargamento della sede stradale esistente caratterizzata da una larghezza media di circa 3.20 m al fine di consentire il transito dei mezzi operativi precedentemente analizzati.

Al fine di raggiungere una larghezza minima di 4.50 m della carreggiata, larghezza minima definita all'interno delle specifiche tecniche rilasciate dai trasportatori dei componenti degli aerogeneratori, durante le operazioni di trasporto le cunette laterali caratterizzate da una larghezza media di circa 65 cm verranno riempite mediante materiale inerte opportunamente vagliato e frantumato derivante dalle operazioni di scavo per poi procedere ad un ripristino nella configurazione definitiva.

Come anticipato in precedenza, solamente in due punti l'allargamento della carreggiata a 4.50 m non risulta sufficiente per il transito dei mezzi operativi, in particolare questi due punti si hanno in corrispondenza di due curve per le quali è necessario prevedere un allargamento verso monte della carreggiata di ulteriori 3.5 m circa. Anche in questo caso, ultimate le attività di installazione, si procederà attraverso il ripristino della morfologia del territorio.

Al fine di individuare la migliore soluzione progettuale per gli allargamenti da realizzare sia lungo la viabilità di accesso che, come si vedrà in seguito, si è provveduto alla simulazione del transito dei mezzi analizzati e schematizzati in precedenza.



simulazione movimenti semovente | simulazione movimenti autogru

Immagine 12 – Esempio di simulazione manovre dei mezzi

La simulazione ha permesso di individuare le aree da rendere effettivamente transitabili e pertanto soggette ai carichi dei vari mezzi e le aree da rendere libere da ostacoli le quali risultano essere le aree che saranno interessate dalle parti a sbalzo dei componenti trasportati (nel caso del semovente la parte a sbalzo prioritaria sarà data dalle estremità dei conci di torre mentre nel caso dell'autogru la parte a sbalzo risulterà essere una porzione del braccio telescopico posto nella parte anteriore della stessa). Per quanto riguarda il trasporto della pala, come visibile nell'immagine 9, solamente per angoli di inclinazione della pala inferiore a 35° quest'ultima andrà ad interferire con la vegetazione circostante in quanto in corrispondenza della proiezione a terra del semovente la pala sarà caratterizzata da un altezza rispetto al piano campagna di circa 15 m.

Tutte le manovre di tutti i mezzi operativi saranno manovre dirette in modo tale da minimizzare ulteriormente gli impatti sulla vegetazione circostante con conseguente riduzione delle volumetrie movimentate.

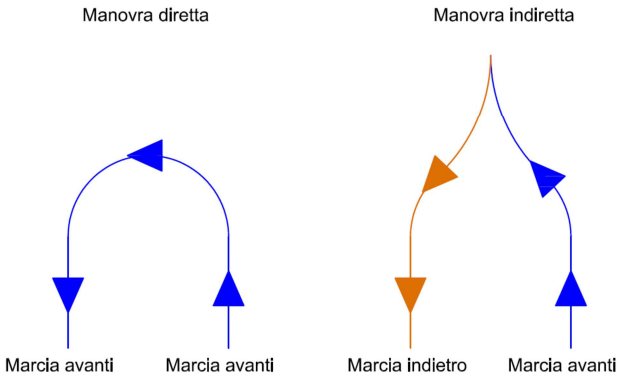


Immagine 13 – Esempio di simulazione manovre dei mezzi

Si procede di seguito attraverso una analisi dettagliata dei due interventi lungo la viabilità di accesso.

3.1 Intervento 1:

Le immagini di seguito riportate raffigurano l'area oggetto del primo intervento il quale consisterà nel rendere transitabile due fasce laterali la carreggiata stradale per una larghezza di circa 65 cm per parte e di un ulteriore allargamento massimo di circa 3.40 m sul lato interno curva.



Immagine 14 – Area intervento 1 viabilità di accesso

coordinate punto intermedio	:	454 461	E	;
		4 918 512	N	;
progressiva inizio intervento	:	0+257.10	m	;
progressiva fine intervento	:	0+335.00	m	;
lunghezza area intervento	:	77.90 m	;	
larghezza minima carreggiata esistente	:	3.20	m	;
angolo deviazione 1	:	-40	°	;
angolo deviazione 2	:	+120	°	;
allargamento massimo	:	3.40	m	;
sviluppo trasversale massimo	:	7.90	m	;
area resa transitabile	:	139	mq	;
area scarpata in scavo	:	520	mq	;
area da rendere libera da ostacoli	:	296	mq	;
area soggetta ad inerbimento	:	659	mq	.

3.2 Intervento 2:

il secondo intervento da realizzarsi lungo la viabilità di accesso, del tutto simile al precedente consisterà nel rendere transitabile le fasce di banchina laterali e un ulteriore allargamento dell'interno curva per uno sviluppo trasversale massimo di circa 8.20 m.



Immagine 15 – Area intervento 2 viabilità di accesso

coordinate punto intermedio	:	454 363	E	;
		4 918 661	N	;
progressiva inizio intervento	:	0+476.90	m	;
progressiva fine intervento	:	0+519.80	m	;
lunghezza area intervento	:	42.90 m	;	
larghezza minima carreggiata esistente	:	3.20	m	;
angolo deviazione 1	:	+82	°	;
angolo deviazione 2	:	-49	°	;
allargamento massimo	:	3.70	m	;
sviluppo trasversale massimo	:	8.20	m	;
area resa transitabile	:	129	mq	;
area scarpata in scavo	:	140	mq	;
area da rendere libera da ostacoli	:	249	mq	;
area soggetta ad inerbimento	:	269	mq	.

Si riporta di seguito un estratto dell'elaborato "C.01.a – Planimetria e sezioni viabilità di accesso" dei due interventi in oggetto dall'analisi del quale si evince come al termine delle operazioni temporanee di cantiere la conformazione geometrica delle scarpate

verrà riportata alle condizioni iniziali attraverso un opportuno rimodellamento delle scarpe e attraverso una adeguata attività di inerbimento.

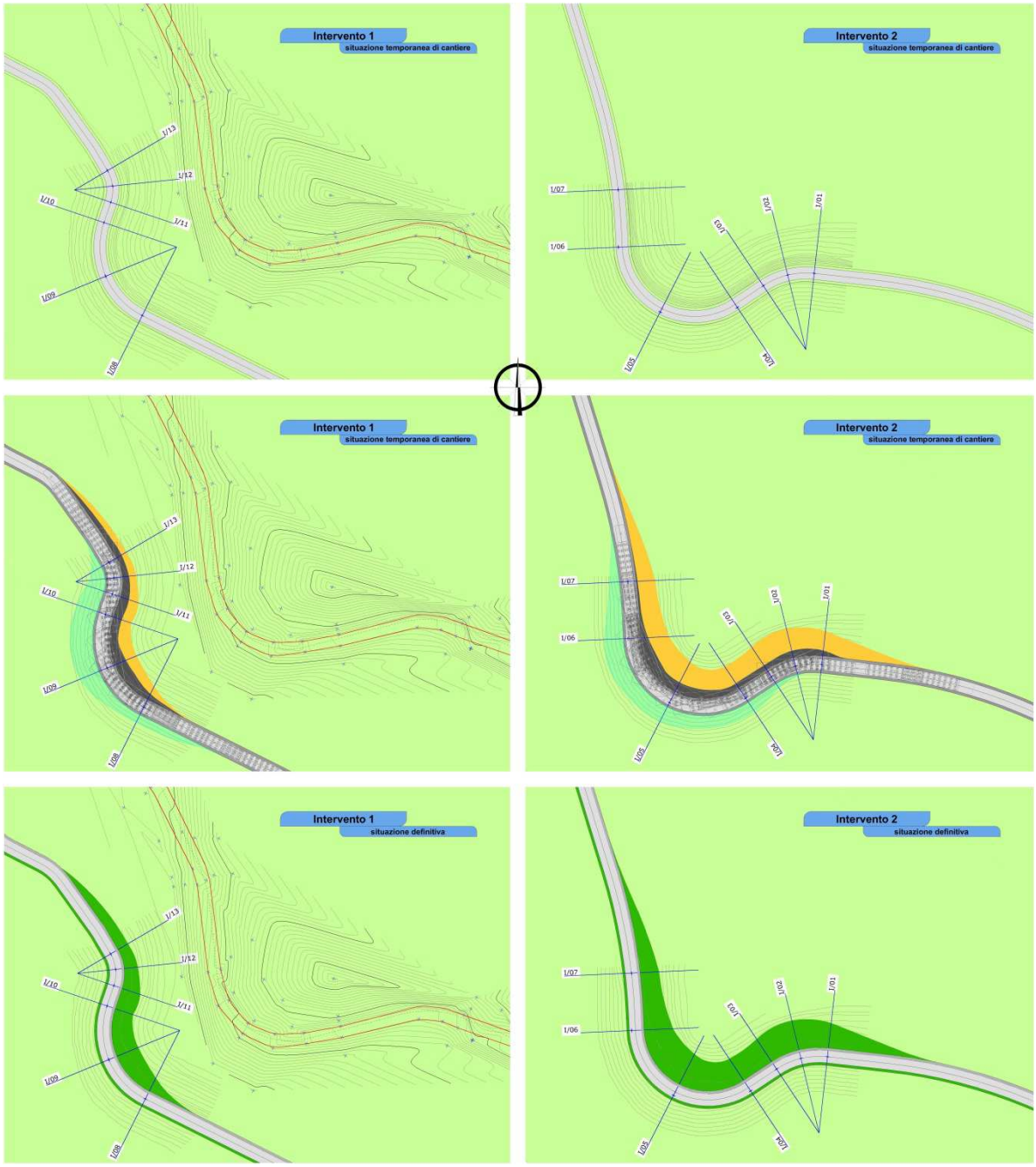


Immagine 16 – Planimetrie generali interventi viabilità di accesso

Completata l'analisi geometrica degli interventi sulla viabilità di accesso, si passa alla valutazione degli interventi di adeguamento da realizzarsi lungo la viabilità interna costituente l'elemento di collegamento tra la viabilità di accesso e la viabilità di collegamento tra gli aerogeneratori.

4.0 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA VIABILITÀ INTERNA

La viabilità interna che dal punto ingresso cantiere consente il raggiungimento del versante nord-ovest che andrà ad ospitare i due aerogeneratori in progetto è caratterizzata da una pista ciottolato caratterizzata da una lunghezza di circa 1250 m e una larghezza media della carreggiata di circa 2.40 m. La viabilità temporanea di cantiere prevedrà uno sviluppo longitudinale di circa 1190 m e seguirà, compatibilmente con i raggi di curvatura minimi richiesti dai mezzi operativi impiegati sia per le attività di movimento terra, che per il montaggio delle due torri metalliche a sostegno degli aerogeneratori in progetto, il profilo longitudinale attuale del terreno.

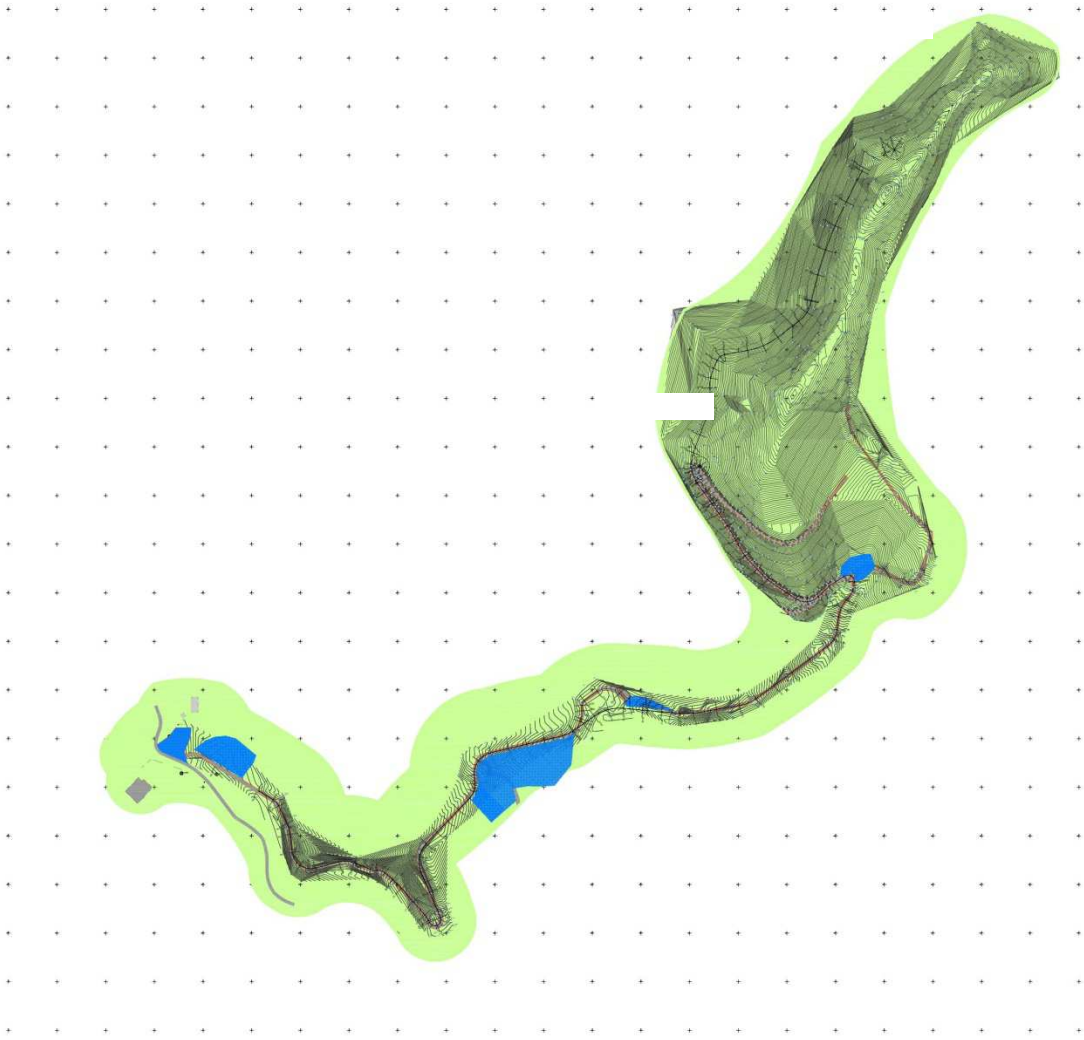


Immagine 17 – Planimetria generale viabilità interna

Si riporta di seguito un estratto dell'elaborato grafico "E.01.a – Profilo longitudinale viabilità interna" dal quale dal confronto tra la linea di colore rosso rappresentante l'andamento attuale del terreno e la linea azzurra rappresentante la linea d'asse longitudinale si può chiaramente verificare come si sia cercato di non allontanarsi

troppo dall'asse stradale esistente. In particolare per quanto riguarda la viabilità di collegamento, si è cercato di mantenere il bordo sinistro alla medesima quota del terreno attuale andando a realizzare una viabilità prevalentemente in scavo.

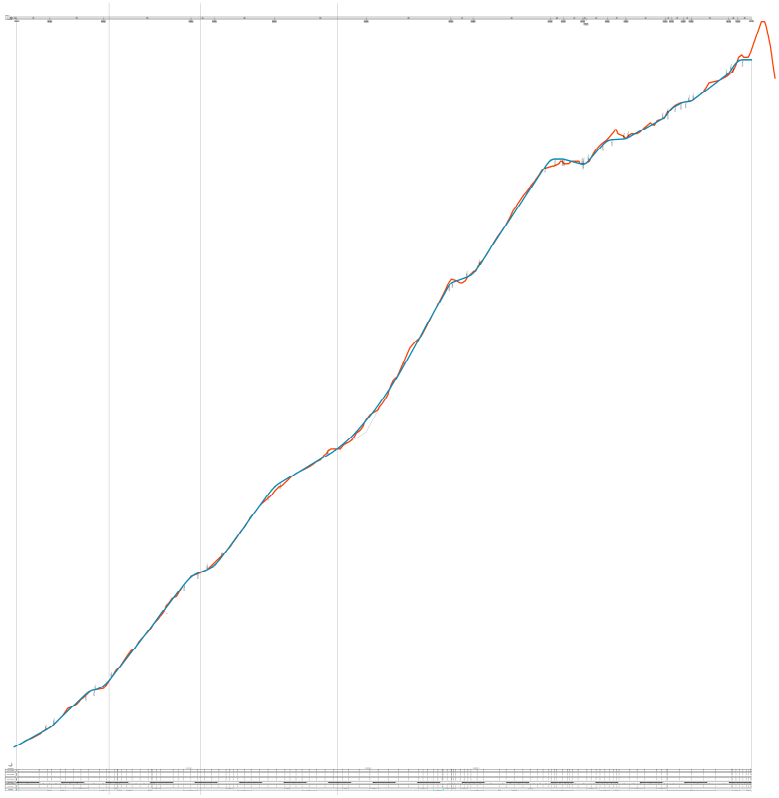


Immagine 18 – Profilo longitudinale viabilità interna

Effettuata l'analisi della viabilità interna dal punto di vista altimetrico si procede di seguito attraverso una analisi dettagliata dell'andamento planimetrico della stessa.

Elemento principale dal punto di vista planimetrico caratterizzante la viabilità interna risulta essere una larghezza media nelle condizioni attuali di circa 2.40 m la quale verrà portata ad una larghezza minima di 4.50 m e aumentata ulteriormente nei punti caratterizzati da raggi di curvatura particolarmente ridotti i quali non risulterebbero compatibili con i raggi di sterzatura dei mezzi operativi.

All'interno della presente tabella vengono riassunte le principali proprietà geometriche della viabilità interna nelle condizioni attuali e nelle condizioni temporanee di cantiere.

Tabella 2 – Caratterizzazione geometrica viabilità interna

		Viabilità di accesso situazione attuale	Viabilità interna situazione temporanea di cantiere	Viabilità interna situazione definitiva
Larghezza media carreggiata	[m]	3.3		
Sviluppo longitudinale	[m]	1249.35		
Quota iniziale	[m]	585.33		
Quota finale	[m]	745.11		
Dislivello superato	[m]	159.78		
Pendenza media	[%]	13		
Spazio di occupazione carreggiata esistente	[mq]	4096		
Larghezza massima carreggiata di cantiere	[m]		10.65	4.5
Larghezza massima carreggiata definitiva	[m]		4.5	3
Larghezza minima carreggiata definitiva	[m]		3	3
Sviluppo longitudinale	[m]		1177.24	424.38
Quota iniziale	[m]		585.33	713.95
Quota finale	[m]		713.95	737.99
Dislivello superato	[m]		+128.62	+24.04
Pendenza media	[%]		+10.9	+5.7
Pendenza massima positiva	[%]		+17.5	+14.7
Pendenza massima negativa	[%]		-	-
Raggio di curvatura planimetrico massimo positivo	[m]		+400	+400
Raggio di curvatura planimetrico minimo positivo	[m]		+10	+12
Raggio di curvatura planimetrico massimo negativo	[m]		-70	-70
Raggio di curvatura planimetrico minimo negativo	[m]		-4	-32
Raggio di curvatura altimetrico massimo positivo	[m]		+1500	+1000
Raggio di curvatura altimetrico minimo positivo	[m]		+250	+120
Raggio di curvatura altimetrico massimo negativo	[m]		-350	-250
Raggio di curvatura altimetrico minimo negativo	[m]		-350	-100
Spazio di occupazione carreggiata di cantiere	[mq]		8335	3612
Spazio di occupazione scarpate in scavo	[mq]		1529	2630
Spazio di occupazione carreggiata definitiva	[mq]		1246	102
Area soggetta ad inerbimento (scarpate+carreggiata)	[mq]		9300	4899

Particolare attenzione in sede progettuale è stata posta nel rimodellamento delle scarpate finalizzato a minimizzare l'impatto che le leggere variazioni plano-altimetriche del tracciato rispetto alla situazione attuale attraverso una riduzione della carreggiata da 4.50 m a 3.50 m nella prima parte di viabilità interna e una larghezza di 3.00 m nella parte di viabilità ex-novo interessante la parte terminale della viabilità interna e, come si vedrà successivamente, la viabilità di collegamento; in alcune zone della viabilità verrà inoltre previsto l'inserimento di canalette laterali in terra rivegetata caratterizzate da una larghezza di 50 cm.

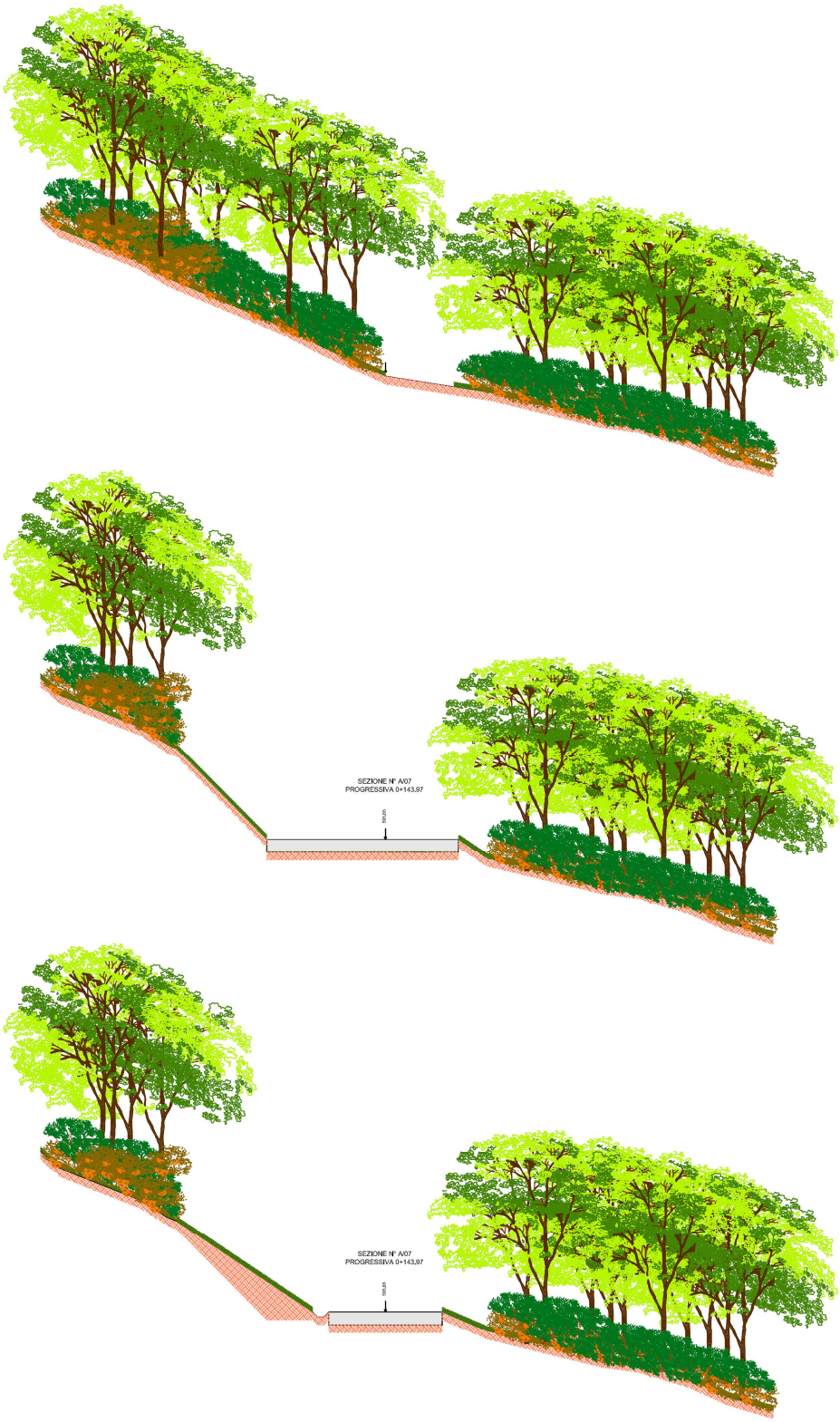


Immagine 19 – Sezione tipo viabilità interna

5.0 Caratterizzazione geometrica delle piazzole

Nella definizione della geometria della piazzole si è partiti dalle indicazioni fornite dal produttore degli aerogeneratori il quale ha messo a disposizione una serie di possibili geometrie standard le quali sono state successivamente rimodellate al fine di renderle compatibili con la morfologia del terreno che andrà ad ospitare le piazzole stesse.

L'analisi delle piazzole è pertanto stata suddivisa in tre fasi distinte:

1) la prima fase è consistita nella valutazione approfondita della situazione attuale delle due aree destinate ad ospitare gli aerogeneratori andando ad individuare per ognuna di esse la morfologia esatta del territorio e le criticità presenti. Tutto ciò è stato possibile attraverso una serie di rilievi plano-altimetrici di dettaglio delle aree, sopralluoghi in sito con tutti i soggetti coinvolti nell'ambito della progettazione (partendo dal fornitore degli aerogeneratori per passare al trasportatore insieme a tutta la squadra di progettazione);
2) definiti tutti gli aspetti di base per la definizione delle piazzole si è passati alla progettazione delle stesse, in particolare alla definizione delle cosiddette "piazzole di cantiere" le quali risultano essere le aree destinate ad ospitare tutti i mezzi operativi e componenti necessari per la messa in opera dell'impianto attraverso una attenta analisi delle aree di manovra dei mezzi e delle aree di stoccaggio temporaneo dei componenti;
3) terminata la progettazione delle "piazzole di cantiere" si è passati ad una ri-progettazione delle stesse attraverso la definizione delle cosiddette "piazzole definitive" le quali individuano un'area minima" atte ad ospitare unicamente i mezzi di servizio che durante la vita utile dell'impianto andranno ad effettuare operazioni di manutenzione ordinaria. Il passaggio tra "piazzola di cantiere" e "piazzola definitiva" attraverso un rimodellamento delle scarpate è stato sicuramente uno degli elementi più importanti nell'ambito della progettazione delle piazzole.

   L'obiettivo che ci si è posti mediante il rimodellamento delle scarpate è stato quello di ottenere al termine delle operazioni di cantiere un andamento il più naturale possibile delle stesse attraverso una "ri-progettazione più morbida".

Si riporta di seguito una sezione tipo dell'area interessata dalla realizzazione della piazzola numero due nella fase di attuale, preliminare di cantiere e definitiva.

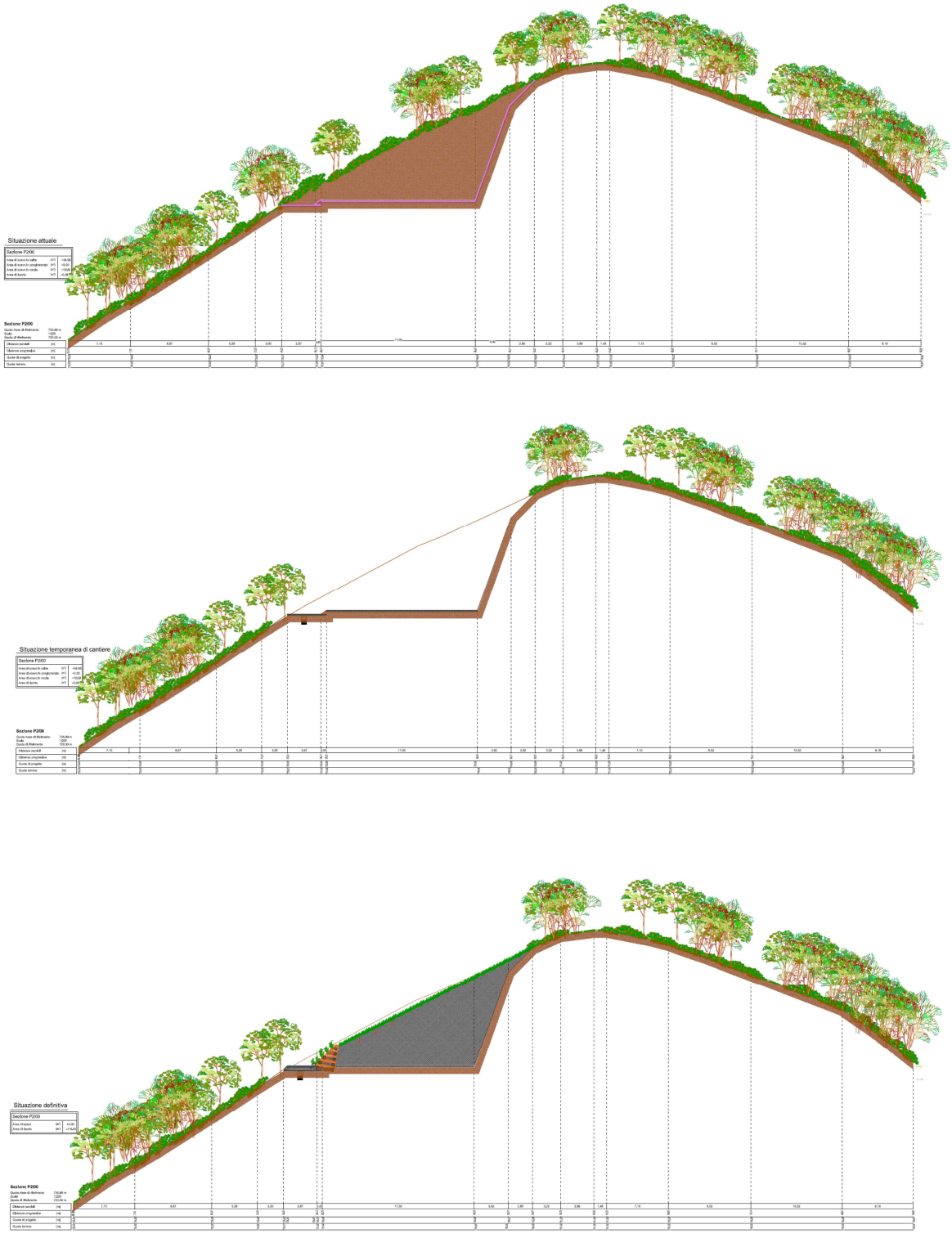


Immagine 20 – Sezione trasversale piazzola 2 configurazione attuale – cantiere - definitiva

Come si intravede all'interno dell'immagine precedente, fronti di scavo particolarmente rilevanti hanno richiesto, in fase di rimodellamento delle scarpate, la predisposizione di opportuni interventi di stabilizzazione delle scarpate attraverso opere di ingegneria naturalistica per l'analisi delle quali si rimanda al documento "**M.01.I** – Verifiche di stabilità".

L'intera area occupata dall'intervento per ogni singola piazzola viene definita come "spazio di occupazione della piazzola" ed il suo valore risulta essere dato dalla somma dell'area occupata dalla "piazzola definitiva" e dell'area occupata dalle scarpate; all'interno di quest'area è stata successivamente individuata la "piazzola definitiva" le cui scarpate andranno a raccordarsi con i piedi delle scarpate della "piazzola di cantiere" per cui a parità di differenza di quota tra piano naturale del terreno e piano piazzola, allontanando il punto di raccordo si determina un miglioramento sia dal punto di vista visivo ma anche dal punto di vista strutturale in quanto un minore angolo di inclinazione delle scarpate determinerà un miglioramento della stabilità delle scarpate.

Definito il principio secondo il quale si è proceduto alla redazione delle progetto, si passa ora all'analisi delle principali caratteristiche geometriche delle piazzole.

5.1 Piazzola 1

La piazzola numero 1, nella configurazione temporanea di cantiere, le cui caratteristiche geometriche principali vengono riportate nella tabella 3 è caratterizzata dal fatto di avere uno sviluppo longitudinale di circa 41 m e uno sviluppo trasversale massimi di circa 17.50 m. La profondità massima di scavo rispetto al piano campagna attuale risulta essere di circa 9.00 m.

Dalle analisi geologiche effettuate in sito, durante le operazioni di cantiere si è ritenuto opportuno, per ragioni di stabilità delle scarpate in scavo, realizzare opportune gradonature caratterizzate da una geometria composta da un tratto orizzontale di 2 m ogni 3 m di dislivello. Questa conformazione geometrica delle scarpate ha comportato un incremento rilevante dello spazio di occupazione delle stesse.

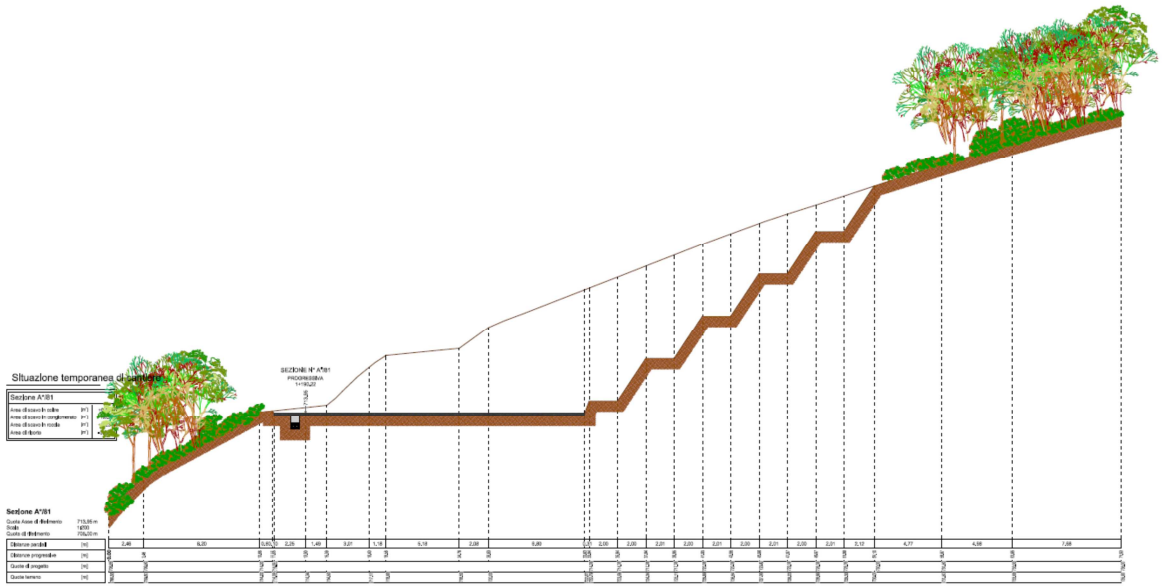


Immagine 21 – Sezione trasversale piazzola 1 configurazione temporanea di cantiere

Durante le operazioni di ripristino verrà effettuato un opportuno recupero delle scarpate attraverso un rimodellamento delle stesse mediante l'inserimento di interventi di interventi di ingegneria naturalistica aventi la funzione di garantire una maggiore stabilità del fronte di riporto.

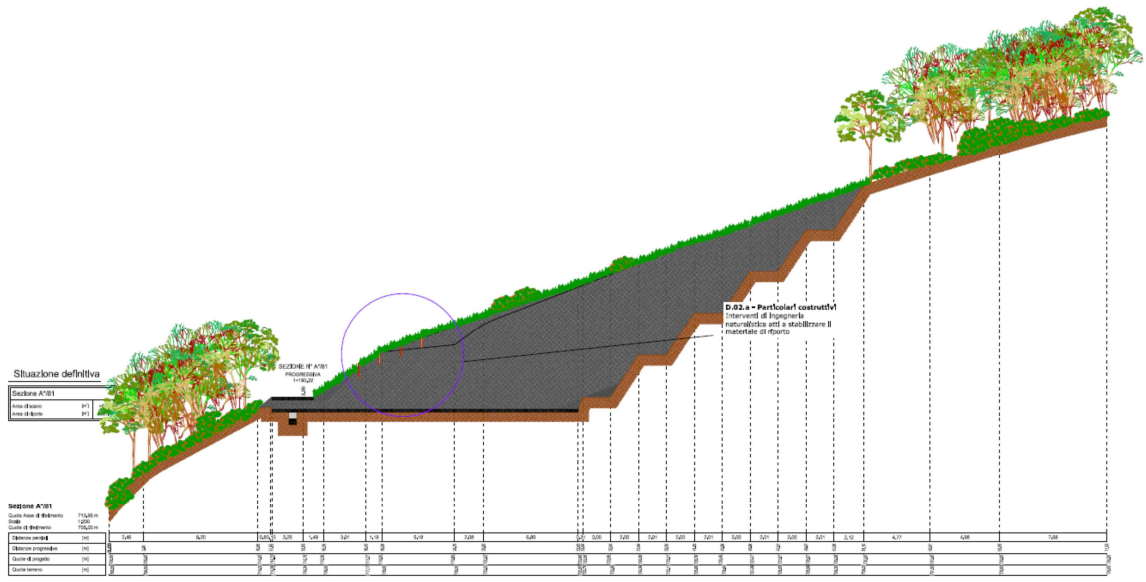


Immagine 22 – Sezione trasversale piazzola 1 configurazione definitiva

Oltre alle principali grandezze geometriche della piazzola, nella tabella 3 è possibile prendere visione della quota terreno e di progetto alla quale verrà installato l'aerogeneratore il cui valore è stato preso come riferimento nella valutazione della quota da assegnare al piano della piazzola.

Tabella 3 – Geometria piazzola 1 di cantiere

Piazzola 1 - Situazione di cantiere		
Sviluppo longitudinale	[m]	64.53
Sviluppo trasversale massimo	[m]	16.35
Sviluppo trasversale minimo	[m]	7.70
Quota di ingresso	[m]	713.95
Quota terreno asse aerogeneratore	[m]	716.00
Quota progetto asse aerogeneratore	[m]	710.40
Pendenza longitudinale	[%]	0.0
Pendenza trasversale	[%]	0.0
Sviluppo trasversale massimo scarpata in scavo	[m]	4.00
Sviluppo trasversale minimo scarpata in scavo	[m]	20.00

Definite le dimensioni geometriche della piazzola, dall'analisi della successiva tabella è possibile prendere nota degli spazi di occupazione della stessa definiti attraverso i seguenti parametri messi in evidenza:

- area piazzola: area resa transitabile sia per il passaggio vero e proprio dei mezzi di cantiere che per il deposito temporaneo dei conci di torre;
- area scarpate in scavo: area individuata dalla proiezione sul piano orizzontale della superficie limite di occupazione della scarpata in scavo;
- area scarpata in riporto: area individuata dalla proiezione sul piano orizzontale della superficie limite di occupazione della scarpata in riporto;
- spazio di occupazione in riporto: somma algebrica delle tre aree definite in precedenza; valore particolarmente importante in quanto successivamente messo a confronto con l'area della piazzola definitiva al fine di ricavare la superficie da sottoporre ad inerbimento principale.

Tabella 4 – Spazio di occupazione piazzola 1 di cantiere

Piazzola 1 - Situazione di cantiere		
Area piazzola	[m^2]	1060
Area scarpate in scavo	[m^2]	1340
Area scarpate in riporto	[m^2]	0
Spazio di occupazione piazzola	[m^2]	2400

Come anticipato in precedenza, al termine delle operazioni di montaggio la piazzola di cantiere verrà ridotta ad una semplice area avente una superficie di circa 100 mq posta nell'intorno dell'aerogeneratore avente la funzione di consentire uno spazio di manovra per i mezzi destinati alla semplice manutenzione ordinaria delle macchine.

Dall'analisi della tabella precedente si evince pertanto che l'area soggetta ad inerbimento nella situazione definitiva risulterà essere pari a circa 2300 mq.

Definite le grandezze geometriche della piazzola numero 1 si procederà di seguito attraverso l'analisi delle successive piazzole mettendo in evidenza per ognuna di esse le peculiarità più significative.

5.2 Piazzola 2

La piazzola numero due posta all'estremità della viabilità di collegamento è caratterizzata da uno sviluppo longitudinale di circa 45.50 m e uno sviluppo trasversale massimo di circa 22 m. La profondità massima di scavo risulta pari a 11 m. A differenza della piazzola numero 1 lo sviluppo longitudinale massimo risulta limitato a circa 6 m in quanto le analisi geologiche eseguite in sito hanno evidenziato la presenza di un substrato roccioso il quale ha consentito la realizzazione di scarpate in scavo caratterizzata da un angolo di inclinazione di circa 70°.

Come indicato per la piazzola numero 1, anche in questo secondo caso le operazioni di ripristino delle scarpate definitive saranno caratterizzate da opportuni interventi di ingegneria naturalistica finalizzate a garantire la stabilità delle stesse.

Tabella 5 – Geometria piazzola 2 di cantiere

Piazzola 2 - Situazione di cantiere		
Sviluppo longitudinale	[m]	45.50
Sviluppo trasversale massimo	[m]	22.00
Sviluppo trasversale minimo	[m]	17.50
Quota di ingresso 1	[m]	737.99
Quota di ingresso 1	[m]	737.99
Quota terreno asse aerogeneratore	[m]	740.40
Quota progetto asse aerogeneratore	[m]	737.99
Pendenza longitudinale	[%]	0.0
Pendenza trasversale	[%]	0.0
Sviluppo trasversale massimo scarpata in scavo	[m]	6.00
Sviluppo trasversale minimo scarpata in riporto	[m]	0.50

Tabella 6– Spazio di occupazione piazzola 2 di cantiere

Piazzola 2 - Situazione di cantiere		
Area piazzola	[m^2]	935
Area scarpate in scavo	[m^2]	565
Area scarpate in riporto	[m^2]	0
Spazio di occupazione piazzola	[m^2]	1500

Anche in questo caso, ultimate le operazioni di montaggio dell'aerogeneratore, la piazzola di cantiere verrà ridotta ad un'area di circa 100 mq destinata ad ospitare i mezzi utilizzati per le operazioni di manutenzione ordinaria dell'aerogeneratore. L'area soggetta ad inerbimento risulta pertanto essere pari a circa 1400 mq.

Terminata l'analisi delle singole piazzole, nella tabella seguente si mettono a confronto le grandezze geometriche principali delle stesse in modo tale da avere un confronto diretto tra le due soluzioni.

Tabella 7 – Confronto geometrie piazzole

		P1	**P2**
Area piazzola di cantiere	[m^2]	1060	935
Area scarpatre in scavo	[m^2]	1340	565
Area scarpate in riporto	[m^2]	0	0
Area occupazione piazzola cantiere	[m^2]	2400	1500
Area piazzola operativa	[m^2]	100	100
Area soggetta ad inerbimento	[m^2]	2300	1400

Definita la geometria delle piazzola si è passati alla progettazione degli assi stradali aventi la funzione di garantire il collegamento tra le varie piazzole.

6.0 CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA VIABILITÀ DI COLLEGAMENTO

La viabilità di collegamento tra le piazzole risulta essere un asse caratterizzato da uno sviluppo di circa 425 m che in direzione sud-ovest nord-est consente il collegamento tra le due piazzole a servizio dei due aerogeneratori.

Si riportano di seguito due immagini rappresentative dell'area di imbocco della viabilità di collegamento e della zona del versante interessato dal passaggio delle stessa.

Come anticipato in precedenza, a differenza della viabilità interna che per la quali totalità ripercorre una strada esistente, la viabilità di collegamento è stata progettata ex-novo sulla traccia di un sentiero naturale che si protrae per l'intero sviluppo longitudinale del versante nord-ovest del Bric Autzè. Si riportano di seguito alcune immagini significative del sentiero in oggetto.



Immagine 23 – Immagini area ingresso e passaggio viabilità di collegamento

La viabilità di collegamento sia dal punto di vista planimetrico che altimetrico cercherà di seguire il più possibile il profilo longitudinale del terreno andando ad identificare sezioni prevalentemente di scavo compatibili con la morfologia del versante caratterizzato da una pendenza trasversale a tratti particolarmente elevata.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle principali caratteristiche geometriche della viabilità di collegamento nelle condizioni temporanee di cantiere:

Tabella 8 – Caratteristiche geometriche principali asse di collegamento

Asse viabilità di collegamento situazione temporanea di cantiere		
Larghezza massima carreggiata di cantiere	[m]	5.50
Larghezza minima carreggiata definitiva	[m]	4.50
Larghezza massima carreggiata definitiva	[m]	3.00
Sviluppo longitudinale	[m]	424.38
Quota iniziale	[m]	413.95
Quota finale	[m]	737.99
Dislivello superato	[m]	24.04
Pendenza media	[%]	5.7
Pendenza massima positiva	[%]	+5.5
Pendenza massima negativa	[%]	-
Raggio di curvatura planimetrico massimo positivo	[m]	+400
Raggio di curvatura planimetrico minimo positivo	[m]	+12
Raggio di curvatura planimetrico massimo negativo	[m]	-70
Raggio di curvatura planimetrico minimo negativo	[m]	-32
Raggio di curvatura altimetrico massimo positivo	[m]	+1000
Raggio di curvatura altimetrico minimo positivo	[m]	+120
Raggio di curvatura altimetrico massimo negativo	[m]	-250
Raggio di curvatura altimetrico minimo negativo	[m]	-100

Asse viabilità di collegamento situazione definitiva		
Larghezza minima carreggiata definitiva	[m]	3.00
Larghezza massima carreggiata definitiva	[m]	3.00
Sviluppo longitudinale	[m]	425.00
Quota iniziale	[m]	713.95
Quota finale	[m]	737.99
Dislivello superato	[m]	24.04
Pendenza media	[%]	5.7
Pendenza massima positiva	[%]	+14.8
Pendenza massima negativa	[%]	-2.5
Raggio di curvatura planimetrico massimo positivo	[m]	+400
Raggio di curvatura planimetrico minimo positivo	[m]	+12
Raggio di curvatura planimetrico massimo negativo	[m]	-70
Raggio di curvatura planimetrico minimo negativo	[m]	-32
Raggio di curvatura altimetrico massimo positivo	[m]	+1000
Raggio di curvatura altimetrico minimo positivo	[m]	+120
Raggio di curvatura altimetrico massimo negativo	[m]	-200
Raggio di curvatura altimetrico minimo negativo	[m]	-75.00

Come anticipato in precedenza, al fine di garantire un migliore inserimento ambientale della nuova sede stradale si è deciso di sottoporre a parziale inerbimento la carreggiata per cui risulta interessante andare a verificare gli spazi di occupazione previsti per la viabilità in questione attraverso l'analisi della seguente tabella:

Tabella 9 – Spazi di occupazione asse "viabilità di collegamento"

Spazio di occupazione carreggiata di cantiere	[m^2]	1604.00
Spazio di occupazione scarpate in scavo	[m^2]	1425.00
Spazio di occupazione scarpate in riporto	[m^2]	95.00
Spazio di occupazione carreggiata definitiva	[m^2]	1275.00
Area soggetta ad inerbimento (scarpate+carreggiata)	[m^2]	1849.00

7.0 CALCOLO DEI VOLUMI DI SCAVO E DI RIPORTO

Di seguito si procede alla valutazione dei volumi movimentati sia durante le operazioni di cantiere che per il successivo ripristino e rimodellamento delle scarpate che come descritto in precedenza ha la funzione di garantire un miglioramento dell'inserimento ambientale delle infrastrutture accessorie al parco con la natura circostante. Per una analisi maggiormente dettagliata dei volumi movimentati si rimanda ai registri movimenti terra allegati al presente progetto.

In particolare vengono di seguito riassunti i volumi di scavo, riporto, volume movimentato (pari alla somma algebrica dei valori assoluti dei volumi di scavo e riporto) e i volumi residui pari alla somma algebrica dei volumi di scavo e riporto.

Nella prima parte si effettuerà una analisi geometrica dei volumi, nella parte terminale del capitolo si passerà invece attraverso una valutazione realistica dei volumi in gioco attraverso l'introduzione di opportuni coefficienti di rigonfiamento e ricompattazione al fine di andare ad individuare al termine delle principali attività di cantiere quali volumetrie è necessario andare a depositare temporaneamente in alcune aree aventi una superficie complessiva di circa 2500 mq dislocate lungo la viabilità interna.

7.1 Volumi movimentati lungo la viabilità di accesso

Tutti gli interventi lungo la viabilità esistente descritti in precedenza prevedono i seguenti volumi di terra movimentati; per gli interventi principali si è provveduto ad una analisi analitica delle aree e dei volumi mentre per quanto riguarda i cinque interventi secondari (indicati in rosso nella seguente tabella), il calcolo dei volumi di scavo necessari per consentire il transito dei mezzi, è stato definito attraverso una semplice stima.

Tabella 10 – Volumi movimentati interventi viabilità di accesso

Situazione temporanea di cantiere		intervento	
		1	2
Volume di scavo	[m^3]	924	151
Volume di riporto	[m^3]	0	0
Volume movimentato	[m^3]	924	151
Volume residuo	[m^3]	924	151

Dall'analisi della precedente tabelle si nota immediatamente che l'intervento 1 risulta essere il più gravoso e, come descritto in precedenza, questo è legato al fatto che per rendere transitabile la viabilità esistente che nel punto considerato presenta un flesso, è necessario effettuare prevedere degli scavi sulla parte esterna del flesso nella prima parte e interna nella seconda particolarmente gravosi.

Nella tabella seguente vengono riassunti i volumi di scavo, riporto, movimentati e residui in quanto serviranno successivamente per una analisi dettagliata di tutti i volumi movimentati delle opere accessorie al parco eolico in oggetto.

Tabella 11 – Tabella riassuntiva volumi interventi viabilità di accesso

Situazione temporanea di cantiere

Volume di scavo	[m^3]	1075.00
Volume di riporto	[m^3]	0.00
Volume movimentato	[m^3]	1075.00
Volume residuo	[m^3]	1075.00

Ultimate le operazioni di cantiere le scarpate dei due interventi verranno rimodellate al fine di ripristinare le condizioni originarie; si riassumono di seguito i volumi geometrici movimentati durante le attività di ripristino:

Tabella 12 – Volumi movimentati di ripristino viabilità di accesso

Attività di ripristino		intervento	
		1	2
Volume di scavo	[m^3]	0	0
Volume di riporto	[m^3]	-413	-132
Volume movimentato	[m^3]	413	132
Volume residuo	[m^3]	-413	-132

Tabella 13 – Tabella riassuntiva volumi di ripristino viabilità di accesso

Attività di ripristino

Volume di scavo	[m^3]	0.00
Volume di riporto	[m^3]	-545.00
Volume movimentato	[m^3]	545.00
Volume residuo	[m^3]	-545.00

Tabella 14 – Tabella riassuntiva volumi di ripristino viabilità di accesso

Situazione definitiva

Volume di scavo	[m^3]	1075.00
Volume di riporto	[m^3]	-545.00
Volume movimentato	[m^3]	1620.00
Volume residuo	[m^3]	530.00

7.2 Volumi movimentati lungo la viabilità interna

Effettuata l'analisi dei volumi degli interventi sulla viabilità di accesso si procede di seguito attraverso una valutazione dei volumi movimentati che andranno a caratterizzare le operazioni di adeguamento della viabilità interna. Come accennato in precedenza questi volumi derivano principalmente dalla necessità di portare la carreggiata stradale ad una larghezza di 4.50 m e di un ulteriore allargamento della carreggiata in corrispondenza delle curve caratterizzate da un raggio di curvatura non compatibile con il raggio di sterzatura dei mezzi operativi precedentemente analizzati.

Dal momento che anche la viabilità interna, ultimati i lavori di installazione del parco eolico, sarà sottoposta ad una attività di ripristino della morfologia originaria, compatibilmente con la necessità di garantire in ogni momento il transito ai mezzi addetti alle attività di manutenzione ordinaria dell'impianto, si procederà attraverso una valutazione dei volumi movimentati durante la fase temporanea di cantiere e successivamente attraverso la valutazione dei volumi movimentati in seguito alle operazioni di ripristino.

Tabella 15 – Volumi movimentati viabilità interna

VIABILITA' INTERNA

Volume di scavo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	4 638
Volume di riporto situazione temporanea di cantiere	[m^3]	-1 511
Volume movimentato situzione temporanea di cantiere	[m^3]	6 149
Volume residuo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	3 127
Volume di scavo di ripristino	[m^3]	0
Volume di riporto di ripristino	[m^3]	-1 661
Volume movimentato di ripristino	[m^3]	1 661
Volume residuo di ripristino	[m^3]	-1 661
Volume complessivo movimentato	[m^3]	7 810

7.3 Volumi movimentati piazzole

Come nel caso degli interventi lungo la viabilità esistente, anche per le piazzole si procede alla definizione dei volumi di scavo, riporto movimentati e residui; inoltre dal momento che, come visto in precedenza al termine delle operazioni di cantiere le scarpate delle piazzole verranno opportunamente rimodellate, si è provveduto alla definizione dei volumi di scavo, riporto e movimentati determinati dalle operazioni di ripristino. La somma dei volumi movimentati durante le operazioni di cantiere e dei volumi movimentati per il ripristino delle scarpate determinerà il volume movimentato generale che andrà a sommarsi con il volume movimentato degli interventi lungo la viabilità esistente e il volume movimentato della viabilità di collegamento.

Nella seguente tabella vengono pertanto riassunti i volumi movimentati precedentemente descritti.

Tabella 16 – Volumi movimentati piazzole

PIAZZOLE

		P1	P2	Somma
Volume di scavo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	9 498	4 467	13 965
Volume di riporto situazione temporanea di cantiere	[m^3]	0	0	0
Volume movimentato situzione temporanea di cantiere	[m^3]	9 498	4 467	13 965
Volume residuo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	9 498	4 467	13 965
Volume di scavo di ripristino	[m^3]	0	0	0
Volume di riporto di ripristino	[m^3]	-8 596	-3 502	-12 098
Volume movimentato di ripristino	[m^3]	8 596	3 502	12 098
Volume residuo di ripristino	[m^3]	-8 596	-3 502	-12 098

Tabella 17 – Volumi movimentati plinti di fondazione

PLINTI DI FONDAZIONE

		P1	P2	Somma
Volume di scavo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	1 073	1 004	2 077
Volume di riporto situazione temporanea di cantiere	[m^3]	0	0	0
Volume movimentato situzione temporanea di cantiere	[m^3]	1 073	1 004	2 077
Volume residuo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	1 073	1 004	2 077
Volume di scavo di ripristino	[m^3]	0	0	0
Volume di riporto di ripristino	[m^3]	-424	-378	-802
Volume movimentato di ripristino	[m^3]	424	378	802
Volume residuo di ripristino	[m^3]	-424	-378	-802

Di seguito vengono riassunti i volumi movimentati in seguito alla realizzazione e ripristino delle scarpate di tutte le piazzole.

Tabella 18 – Tabella riassuntiva volumi piazzole

		Piazzole+Plinti di fondazione
Volume di scavo cantiere	[m^3]	16 042
Volume di riporto cantiere	[m^3]	0
Volume movimentato cantiere	[m^3]	16 042
Volume residuo cantiere	[m^3]	16 042
Volume di scavo di ripristino	[m^3]	0
Volume di riporto di ripristino	[m^3]	-12 476
Volume movimentato di ripristino	[m^3]	12 476
Volume complessivo movimentato	[m^3]	28 518

Effettuata l'analisi dei volumi movimentati delle piazzole si passa all'analisi dei volumi movimentati per la realizzazione della viabilità di collegamento.

7.4 Volumi movimentati viabilità di collegamento

Al fine di minimizzare i volumi movimentati si è cercato, compatibilmente con i raggi di curvatura planimetrici e altimetrici minimi tali da consentire il transito di tutti i mezzi di cantiere, di seguire, come indicato in precedenza, la traccia esistente cercando di minimizzare lungo tutto lo sviluppo longitudinale dei vari assi la differenza tra la quota di progetto e la quota terreno; in ogni caso al termine delle operazioni di cantiere si avrà un rifacimento completo della viabilità di collegamento al fine di riportare l'andamento longitudinale dell'asse il più vicino possibile alla morfologia originaria del terreno; così facendo si sono ottenuti i seguenti volumi movimentati.

Tabella 19 – Volumi movimentati viabilità di collegamento

VIABILITA' DI COLLEGAMENTO

Volume di scavo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	6 369
Volume di riporto situazione temporanea di cantiere	[m^3]	-4
Volume movimentato situzione temporanea di cantiere	[m^3]	6 374
Volume residuo situazione temporanea di cantiere	[m^3]	6 365
Volume di scavo di ripristino	[m^3]	0
Volume di riporto di ripristino	[m^3]	-1 149
Volume movimentato di ripristino	[m^3]	1 149
Volume residuo di ripristino	[m^3]	-1 149
Volume complessivo movimentato	[m^3]	7 523

Definiti i volumi movimentati per la realizzazione delle singole infrastruttura accessorie al parco eolico si definiscono di seguito i volumi complessivi interessanti tutte le opere, pertanto risulta essere opportuno definire il volume di scavo necessario per la realizzazione del piazzale destinato ad ospitare la cabina di consegna la quale troverà posto a valle dell'asse stradale E1 posti sul versante di monte dell'asse stesso.

Tabella 20 – Tabella riassuntiva volumi movimentati

		viabilità di accesso	viabilità interna	piazzole e plinti	viabilità di collegamento	somma
Volume di scavo	[m^3]	1 075	4 638	16 042	6 369	28 124
Volume di riporto	[m^3]	-545	-1 511	0	-4	-2 060
Volume movimentato	[m^3]	1 620	6 149	16 042	6 374	30 185
Volume residuo	[m^3]	530	3 127	16 042	6 365	26 064

Dall'analisi della precedente tabella si evince come i volumi movimentati complessivi risultano essere pari a circa 30 000 mc mentre il volume geometrico residuo a valle di tutte le operazioni risulterebbe essere pari a circa 26 000 mc.

Come anticipato in precedenza, i volumi movimentati definiti in precedenza risultano essere i cosiddetti volumi geometrici; al fine di procedere alla valutazione delle entità dei trasporti sarà necessario moltiplicare i volumi per un opportuno coefficiente di rigonfiamento ε in quanto il materiale trasportato è un materiale smosso, quindi con volume aumentato. Al fine di valutare le masse compensate, occorre considerare il coefficiente di rigonfiamento residuo ε` in quanto il materiale nella formazione dei rilevati viene steso e compattato con mezzi meccanici.

All'interno della seguente tabella vengono forniti i valori indicativi dei coefficienti di rigonfiamento ε ed ε` per alcuni tipi di terreno.

Tabella 21 – Coefficienti di rigonfiamento

Tipo di terreno	**Coefficiente di rigonfiamento** ε	**Coefficiente residuo** ε'	**Aumento finale** [%]
terreno sabbioso	1.05	1.04	4%
terreno vegetale sciolto	1.10	1.05	5%
terreno vegetale forte	1.20	1.10	10%
terreno argilloso mediamente compatto	1,25 - 1,40	1,10 - 1,25	15%
terreno argilloso molto compatto	1.70	1.40	40%
rocce poco compatte	1,30 - 1,50	1,15 - 1,30	20%
rocce dure	1,40 - 1,60	1,20 - 1,50	40%

All'interno del presente documento, avendo a che fare, con roccia non compatta o frantumata lungo la viabilità di accesso e con roccia compatta lungo la maggior parte della viabilità interna e sul versante di collegamento, si ipotizza di utilizzare i seguenti coefficienti di rigonfiamento e ricompattazione:

Tabella 22 – Coefficienti di rigonfiamento e ricompattazione

Coefficiente di rigonfiamento roccia frantumata	1.1
Coefficiente di compattazzione roccia frantumata	1.05
Coefficiente di rigonfiamento roccia	1.1
Coefficiente di compattazzione roccia	1.2
Coefficiente di rigonfiamento roccia compattata	1.1
Coefficiente compattazione roccia compattata	1.075

Si ipotizzano la seguente cronologia delle attività di cantiere:

- scavo in corrispondenza degli adeguamenti lungo la viabilità di accesso;
- scotico terreno naturale lungo viabilità interna e accantonamento dello stesso all'interno di opportune aree di cantiere individuate lungo la viabilità interna;
- attività di movimento terra lungo la viabilità interna;

- attività di movimento terra lungo la viabilità di collegamento;
- attività di movimento terra sulla piazzola 2;
- attività di ripristino fondazione aerogeneratore 2;
- attività di movimento terra sulla piazzola 1;
- attività di ripristino fondazione aerogeneratore 1;
- attività di ripristino partendo dalla piazzola 2 per poi spostarsi sulla viabilità interna e di accesso.

Sulla base delle attività sopra esposte di ottengono i seguenti volumi movimentati:

Tabella 23 – Tabella riassuntiva volumi movimentati con l'applicazione di coefficienti di rigonfiamento

Interventi lungo la viabilità di accesso	Scavo	1 075		
	Riporto	0		
	Disavanzo	1 075	**1 075**	
Movimento terra viabiltà interna	Scotico	1 620		
	Scavo	3 018		
	Riporto	-1 511		
	Disavanzo	1 507	**2 582**	
Scotico viabilità di collegamento e piazzole	Scotico	1 320		
Movimento terra viabilità di collegamento + piazzola2	Scavo	9 328		
	Riporto	-4		
	Disavanzo	9 323	**11 906**	
Scavo plinto di fondazione aerogeneratore 2	Scavo	920		
	Riporto	0		
	Disavanzo	920	**12 826**	
Ripristino fondazione aerogeneratore 2	Scavo	0		
	Riporto	-378		
	Disavanzo	-378	**12 448**	
Movimento terra piazzola 1	Scavo	8 102		
	Riporto	0		
	Disavanzo	8 102	20 550	
Scavo plinto di fondazione aerogeneratore 1	Scavo	1 073		
	Riporto	0		
	Disavanzo	1 073	**21 623**	
Ripristino fondazione aerogeneratore 1	Scavo	0		
	Riporto	-424		
	Disavanzo	-424	**21 199**	
Ripristino viabilità per compensazi	Scavo	0		
	Riporto	-2 000		
	Disavanzo	-2 000	**19 199**	**Volume scavato da depositare temporaneamente in sito per ripristini**
Movimento terra di ripristino	Scavo	0		
	Riporto	-15 029		
	Disavanzo	-15 029	**4 170**	**Volume da ridistribuire**

Dall'analisi della precedente tabella si evidenziano due criticità legate all'attività temporanea di cantiere: la prima è legata alla necessità di individuare delle aree in grado di ospitare temporaneamente 3000 m^3 circa di materiale vegetale di scotico (da ridistribuire in fase di ripristino sulle aree soggette ad inerbimento) e una superficie destinata ad ospitare, anche questo caso temporaneamente, un volume di roccia opportunamente frantumata pari a circa 20000 m^3.

Come anticipato in precedenza lungo il percorso della viabilità di accesso sono state individuate quattro aree caratterizzate da una superficie complessiva di circa 12000 m^2 le quali verranno rese idonee per ospitare il materiale di scavo prima del suo reimpiego per le attività di ripristino e rimodellamento delle scarpate.

Il volume residuo risulta pertanto essere pari a circa 4170 m^3 di scavo in eccesso; considerando per la viabilità definitiva una superficie di circa 5400 m^2, 1890 m^3 di materiale corrispondenti ad una distribuzione uniforma sull'intera superficie per una altezza di circa 35 cm vengono utilizzati per la definizione delle superfici inclinate atte a garantire un adeguato allontanamento della acque meteoriche.

I rimanenti 2880 m^3 di materiale residuo derivante dalle operazioni di scavo verrà opportunamente smaltito in discariche autorizzate.

8.0 ANALISI SOVRASTRUTTURA STRADALE E OPERE ACCESSORIE

8.1 Sovrastruttura stradale

Il corpo stradale rappresentato da tutte le opere necessarie a sostenere in modo stabile la sovrastruttura avente la funzione di permettere lo svolgimento del traffico veicolare e di trasmettere il carico veicolare ripartendolo al corpo stradale viene dimensionato sulla base del numero di veicoli in transito e sulla base dei carichi trasmessi dai veicoli stessi.

Seguendo le indicazioni contenute all'interno delle specifiche tecniche fornite dal produttore degli aerogeneratori è possibile effettuare una valutazione preliminare sulle caratteristiche tecniche che le varie componenti del corpo stradale dovrà soddisfare; in particolare si andrà ad analizzare i due strati principali del corpo stradale quali sono gli strati di fondazione e la sovrastruttura stradale vera e propria costituita sostanzialmente dalla sovrastruttura stradale.

I materiali impiegati per la realizzazione degli strati di fondazione e dei rilevati dovranno necessariamente appartenere ai gruppi A1, A2 e A3 secondo la classificazione CNR-UNI 10006 (vedasi la tabella sottostante) in quanto classificati come materiali dotati di buone capacità portanti tali da garantire limitati cedimenti al fine di non compromettere l'integrità e la regolarità della pavimentazione stradale.
Di seguito vengono brevemente descritte le caratteristiche principali dei materiali appartenenti ai gruppi sopraindicati:

Gruppo A1 *- Appartengono a questo gruppo i materiali rocciosi non evolutivi e le terre granulari, generalmente di più o meno grossa pezzatura, pressoché insensibili all'azione dell'acqua e del gelo, che sotto il profilo dei movimenti di terra possono dar luogo ad un ampio spettro di comportamenti, in relazione:*

- *al contenuto di fino (frazione minore di 0,075 mm);*
- *all'assortimento granulometrico;*
- *alla presenza di elementi di grossa pezzatura.*

Nel prevederne l'impiego occorre considerare che le ghiaie e le sabbie alluvionali con poco fino (meno del 5%), permeabili e prive di coesione, dopo costipamento risultano tanto più soggette all'erosione dell'acqua meteorica quanto più l'assortimento granulometrico è mal graduato. Per evitare che possano prodursi danni, l'Impresa deve rigorosamente procedere al rivestimento con terra vegetale delle scarpate man mano

che cresce l'altezza del rilevato; la semina per l'inerbimento, ugualmente, deve essere effettuata il più rapidamente possibile.

I detriti di falda, le rocce alterate, i depositi morenici ed anche le alluvioni eterogenee con un contenuto di fino compreso tra il 10 ed il 15% danno luogo a strati molto compatti e difficilmente erodibili; richiedono, tuttavia, un attento controllo dell'umidità di costipamento al fine di attingere valori elevati di portanza.

I materiali con elementi superiori a D=50mm e, in particolare, quelli provenienti da scavi in roccia (dura e tenace) richiedono cautele e particolari provvedimenti per quel che riguarda la stesa in strati di spessore regolare ed il costipamento.

I provvedimenti da adottarsi consistono nelle seguenti operazioni:

- *scarto degli elementi di dimensioni maggiori di D=500 mm;*
- *correzione granulometrica (per frantumazione e/o aggiunta di pezzature in difetto).*

Nella redazione del piano dei movimenti di terra, di norma si riservano le terre del sottogruppo A1-a, specialmente se di granulometria ben assortita, ai manufatti in terra che richiedono più elevate proprietà meccaniche e/o agli strati di sottofondo.

***Gruppo A_3** - Le sabbie di questo gruppo, specialmente quando presentano una frazione ghiaiosa (> 2mm) modesta, si prestano male al costipamento ed alla circolazione dei mezzi di cantiere, per mancanza di coesione e di portanza. Di norma l'impiego senza particolari accorgimenti è limitato alla realizzazione di bonifiche dei piani di posa dei rilevati e di strati anticapillari; terre di questo gruppo possono essere impiegate nella formazione del corpo del rilevato se presentano un coefficiente di uniformità (D_{60}/D_{10}) non inferiore a 7.*

Per le sabbie a granulometria uniforme deve prevedersi, invece, o un trattamento con cemento, o una correzione granulometrica, ovvero entrambi i provvedimenti.

***Sottogruppi A_{2-4} e A_{2-5}** – Le ghiaie e le sabbie limose a bassa plasticità di questi due sottogruppi sono convenientemente adoperate per la costruzione dei rilevati, peraltro senza difficoltà di esecuzione: la bassa plasticità (IP< 10) e la frazione fine non eccessiva (< 35%) permettono, infatti, di modificare facilmente il loro contenuto d'acqua.*

Generalmente presentano bassa permeabilità e modesta risalita capillare: perciò non richiedono particolari provvedimenti per proteggere dal gelo lo strato di sottofondo (o sottofondazione) e la soprastante pavimentazione.

Tenuto conto della sensibilità all'umidità di costipamento e dei rapidi cambiamenti di consistenza della frazione fine al variare del contenuto d'acqua, i lavori vanno immediatamente sospesi quando l'umidità naturale superi significativamente quella

ottimale di costipamento e quando le condizioni atmosferiche portino ad un incremento del contenuto d'acqua.

Per tali terre, pertanto, l'Impresa è tenuta ad adottare programmi operativi che permettano di contenere i periodi di sospensione dei lavori, procedendo:

- *all'estrazione per strati suborizzontali, allorché si vogliano favorire le variazioni di umidità;*
- *all'estrazione frontale, nel caso contrario.*

Quando la frazione fine non supera il 12 % e se non sono presenti elementi di grossa pezzatura (D> 71 mm) queste terre non presentano particolari problemi di costipamento.

***Sottogruppi A_{2-6} e A_{2-7}** – Le ghiaie e le sabbie argillose di questi sottogruppi sono, di norma, convenientemente utilizzate per la formazione dei rilevati, specialmente quando presentino un indice di gruppo IG=0. Il loro comportamento, tuttavia, è molto influenzato dalla quantità e dalla natura della frazione argillosa presente. Portanza e caratteristiche meccaniche attingono valori intermedi tra quelle delle ghiaie e delle sabbie che costituiscono l'ossatura litica del materiale e quelle delle argille che costituiscono la frazione fine. Poste in opera, esse presentano da media a bassa permeabilità ed altezza di risalita capillare, ciò che determina elevato rischio di formazione di lenti di ghiaccio per azione del gelo. Per questo motivo, in presenza di falda superficiale e di prolungata durata di condizioni climatiche di bassa temperatura, il loro impiego deve essere evitato nella formazione di strati di sottofondo e limitato agli strati posti al di sotto di 2,00 m dal piano di posa della pavimentazione stradale, previa predisposizione, a quota inferiore, di uno strato anticapillare di spessore non inferiore a 30 cm.*

L'energia e l'umidità di costipamento delle terre dei sottogruppi in esame debbono essere costantemente controllate; quando il contenuto d'acqua risulta prossimo o supera il limite di plasticità della frazione fine si rischia, infatti, di provocare instabilità e cadute di portanza per sovracostipamento del materiale. Se lo stato delle terre e le condizioni ambientali non obbligano alla sospensione dei lavori, è opportuno adottare basse energie di costipamento, operando su strati di modesto spessore.

Dal momento che all'interno della viabilità di cantiere, secondo quanto indicato dalle specifiche tecniche della ditta produttrice degli aerogeneratori, i trasferimenti interni delle autogru avverranno mediante mezzi parzialmente allestiti, sarà necessario garantire una portata della sovrastruttura intorno a circa18 t/asse corrispondente indicativamente a 10 kg/cm^2. per questo motivo, al fine di garantire un miglioramento

della capacità portante si procederà attraverso opportune tecniche di miglioramento delle caratteristiche meccaniche attraverso una serie di operazioni brevemente di seguito descritte.

8.2 Stabilizzazione delle terre con calce o con calce e cemento

(il presente testo è stato estratto da uno studio a carattere pre-normativo redatto dal CIRS – Centro Sperimentale Interuniversitario di ricerca stradale in merito a "Norme tecniche di tipo prestazionale per capitolati speciali d'appalto")

Il processo di stabilizzazione consiste nel miscelare intimamente le terre argillose con calce di apporto, in quantità tale da modificarne le caratteristiche fisico-chimiche (granulometria, suscettività all'acqua, umidità) e meccaniche, così da renderle idonee per la formazione di strati che dopo il costipamento presentino adeguata resistenza meccanica e stabilità all'azione dell'acqua ed eventualmente del gelo.

Con riferimento alla classificazione CNR-UNI 10006 si prestano, al trattamento con calce le terre fini plastiche argille limose dei gruppi A_6 e A_7 non eccessivamente plastiche, così come quelle del gruppo A_5, quando di origine vulcanica od organogena. Ghiaie argillose, identificabili come A_{2-6} e A_{2-7}, possono essere convenientemente stabilizzate con calce, quando contengano una frazione di passante al setaccio 0.4 UNI non inferiore al 35%.
Possono essere convenientemente trattate a calce, altresì, le vulcaniti vetrose, costituite da terre pozzolaniche ricche di silice amorfa.
In ogni caso, la terra deve essere priva di elementi di grosse dimensioni, tali da impedire l'azione dei mezzi di miscelazione.
L'attitudine al trattamento dei terreni, differenziata in relazione alla destinazione del materiale, deve risultare da appositi studi preliminari di laboratorio attraverso i quali sono determinati anche i dosaggi di legante da adoperare ed il campo dei tenori in acqua da osservare nel costipamento delle miscele.

Nel caso di terre appartenenti ai gruppi A_4 e A_5 la calce aerea può essere utilizzata esclusivamente per ridurre l'umidità del terreno naturale per esigenze di compattazione. In questo caso, per migliorare le caratteristiche meccaniche dei materiali e renderle stabili nel tempo, occorre aggiungere, successivamente alla calce, leganti idraulici quali cemento Portland 32.5. I requisiti meccanici delle miscele terra-calce-cemento, devono essere i medesimi richiesti per le miscele terra-calce. La stabilizzazione mista con calce e successivamente con cemento può essere utilizzata anche in presenza di argille ad elevata plasticità (IP > 20), se interessa acquisire la stabilità all'acqua delle miscele a breve termine (entro 30□40 giorni dalla stabilizzazione).

Caratteristiche delle terre da stabilizzare

Le terre da stabilizzare debbono avere le seguenti caratteristiche:

*Granulometria**:** deve rientrare nel fuso di cui alla norma CNR 36/73; sono ammesse granulometrie diverse da quelle interamente comprese nel fuso a condizione che si dimostri l'idoneità del processo di stabilizzazione attraverso uno studio delle miscele in laboratorio ed eventualmente in campo prova.*

Indice di plasticità: l'indice di plasticità, determinato secondo la norma CNR-UNI 10014, deve risultare compreso tra 10 e 35. E' ammesso un valore minore della plasticità (ma in nessun caso inferiore a 5) a condizione che si dimostri l'idoneità del processo di stabilizzazione attraverso uno studio preliminare di laboratorio.

Contenuto di sostanze organiche: il tenore in materie organiche del terreno, determinato mediante ossidazione con bicromato di potassio (AFNOR NF 94-055) , deve essere inferiore al 2% in massa. Questo limite può essere superato, fino al valore del 4% in caso di trattamento dei terreni in situ per la sistemazione del piano di posa dei rilevati, purché sia dimostrato il raggiungimento dei requisiti di resistenza richiesti.

Contenuto di solfati: il contenuto totale di sali di zolfo (solfati e solfuri), determinato secondo la norma UNI 8520 parte 11, deve essere inferiore allo 0.25%; si possono accettare, solo sulla base di uno specifico studio di laboratorio, terre con un contenuto di solfati compreso tra 0.25% e 1%. In nessun caso possono essere ritenuti idonei per la stabilizzazione con calce terre con un contenuto di solfati totali superiore all'1% .

Determinazione del consumo iniziale di calce: il consumo immediato di calce , ovvero la quantità di calce necessaria per soddisfare le reazioni immediate terra-calce in relazione alla capacità di scambio cationico dei materiali argillosi, determinato secondo la norma ASTM C977-92, deve essere maggiore dell'1.5%.

Contenuto di nitrati: il contenuto di nitrati deve risultare inferiore allo 0.1%

Valore di blu di metilene (VB): per essere accettabile una terra deve presentare un valore di blu VB >200 cm^3 , determinato in conformità alla norma UNI 8520, parte 15^a.

Il terreno, in ogni caso, deve presentarsi privo di humus e radici, nonché libero da corpi estranei ed elementi lapidei di grossa pezzatura.

Calce

I tipi di calce da impiegare sono:

- *calce aerea idrata in polvere, sfusa o in sacchi [2];*
- *calce aerea viva macinata sfusa, o in sacchi [2].*

[2] *L'impiego di calce idrata e/o viva confezionata in sacchi, è tollerato solo eccezionalmente per piccoli cantieri, dove l'intervento complessivo di trattamento interessi una superficie inferiore a 2.000 m^2 o un volume di terra da trattare inferiore a 1000 m^3.*

L'impiego della calce viva macinata, per il suo effetto essiccante, è preferibile nei casi in cui i valori di umidità siano sensibilmente più elevati di quelli ottimali per il costipamento. Entrambi i tipi di calce debbono rispondere ai requisiti di accettazione indicati nel R.D. 2231/39; essi, inoltre, debbono avere le caratteristiche chimiche (UNI-EN 459-2/96) e le caratteristiche granulometriche riassunte nella ***Tabella 1.33***

Tabella 1.3

Requisito	calce viva	calce idrata
CO_2	≤ 5%	—
Titolo in ossidi liberi (CaO + MgO)*	≥ 84%	—
Tenore in MgO	≤ 10%	≤ 8%
Titolo in idrati totali	—	> 85%
$SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + SO_3$	≤ 5%	≤ 5%
Umidità	—	≤ 2%
Acqua legata chimicamente	≤ 2%	—
Reattività all'acqua	> 60° entro 25'	—
Passante al setaccio 2 mm	100%	100%
Passante al setaccio 0.2 mm	≥ 90%	—
Passante al setaccio 0.075mm	≥ 50%	≥ 90%

* *La determinazione del titolo in ossidi liberi espresso come CaO deve essere effettuata secondo la formula (100-I-2.27*CO_2-X) dove: I è la percentuale di impurezze ($SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3 + SO_3$), X è la percentuale di acqua legata chimicamente.*

Cemento

Nel caso di stabilizzazione mista con calce e cemento possono impiegarsi cementi Portland o pozzolanici del tipo 32.5.

Acqua

L'eventuale acqua di apporto deve risultare priva di impurità e di materie organiche.

Progetto delle miscele

l'Impresa è tenuta, nell'ambito del piano particolareggiato delle lavorazioni:

- *a produrre uno studio di verifica delle miscele che tenga conto delle condizioni operative di cantiere e dei leganti effettivamente adottati*
- *a realizzare, per ogni famiglia di terreno che si intende trattare e per ciascun dosaggio una sperimentazione di campo, per verificare l'idoneità dei mezzi di spandimento, di miscelazione e di costipamento. Una volta accettati dalla Direzione dei Lavori i mezzi e le modalità di lavorazione, i risultati acquisiti in campo prova sono utilizzati come riferimento per i controlli di esecuzione e, in particolare, per il controllo del costipamento e del dosaggio in calce, mediante ph-metria.*

Il progetto delle miscele comprende prove di carattere generale riguardanti l'identificazione dei terreni e dei leganti di apporto, e prove specifiche dipendenti dall'obiettivo del trattamento per la determinazione delle formule di dosaggio.

Le prove di carattere generale, in particolare, riguardano:

a) per i terreni: la determinazione della granulometria, dei limiti di consistenza, del contenuto di acqua naturale, dell'eventuale presenza di sostanze organiche nonché della natura mineralogica;

b) per i leganti: l'accertamento dei requisiti per essi richiesti (per le calci essenzialmente la granulometria ed il tenore in calce libera). Per quanto possibile i leganti debbono provenire dagli stessi impianti di quelli che si prevede di utilizzare in corso d'opera.

Utilizzazione in rilevato

Le prove specifiche di dosaggio sono riferite, in questo caso, alle proprietà che assicurino buone condizioni di posa in opera per le miscele: lavorabilità, compattabilità e sufficiente portanza immediatamente dopo costipamento, per ottenere un supporto di rigidezza conveniente nella costruzione degli strati successivi.

La lavorabilità va esaminata attraverso lo studio delle variazioni dei limiti di consistenza in funzione del dosaggio in calce. Per soddisfare questo requisito occorre che il dosaggio in calce sia non inferiore a quello minimo, aumentando il quale non si hanno significativi aumenti del limite di plasticità delle miscele.

Per quanto riguarda la portanza, occorre ottenere sulle miscele un indice CBR immediato[3] maggiore di:

- *CBR = 10, per la stabilizzazione di terreni costituenti il piano d'appoggio del rilevato;*
- *CBR = 15, per gli strati di rilevato.*

I dosaggi così determinati possono essere modificati (in aumento) per tenere conto delle alee costruttive (spandimento, miscelazione, attese prima del costipamento) ovvero, in presenza di umidità naturali elevate, per ridurre più energicamente il tenore in acqua del terreno.

Utilizzazione in strati di sottofondo

In aggiunta ai requisiti richiesti per l'impiego in rilevato, in questo caso si deve tenere conto delle sollecitazioni trasmesse dalla pavimentazione durante l'esercizio e delle azioni dell'acqua e del gelo.

Per la necessaria portanza a breve termine, le miscele, compattate come descritto nella nota 3, debbono presentare un indice di portanza CBR, dopo immersione di 4 giorni in acqua, maggiore di 25.

[3] I Indice CBR determinato subito dopo il confezionamento dei provini, senza preventiva immersione in acqua, compattando le miscele ad energia prossima a quella dell'AASHO standard, secondo la norma SN 670320b (5 strati, 12 colpi per strato, pestello del peso di 4,54 Kg, altezza di caduta 45,7 cm.).

La tenuta all'imbibizione va valutata, invece, rapportando la resistenza allo schiacciamento di provini cilindrici che nell'ultima parte del periodo di maturazione sono immersi per 7 giorni in acqua ($R_{(x+7i)}$) rispetto a quella di provini di pari età maturati per tutto il periodo di stagionatura in condizioni protette ($R_{(x+7)}$).[4]
La resistenza all'azione dell'acqua può giudicarsi acquisita allorché detto rapporto risulta:

$$\frac{R(x+7i)}{R(x+7)} \geq 0{,}8$$

Per valutare la resistenza al gelo, dopo un periodo di maturazione in condizioni protette (cfr. nota 5) i provini vengono immersi un giorno in acqua a 20°C e, successivamente, sottoposti a 13 cicli di gelo-disgelo (16 ore di gelo a –5°C, 8 ore di disgelo a +20°C).

La resistenza all'azione del gelo è ritenuta soddisfacente, se risulta:

$$\frac{R(x+1i+13g)}{R(x+14i)} \geq 0{,}8$$

Tenuto conto del carattere evolutivo della stabilizzazione a calce e della diversa reattività delle argille, a seconda della natura mineralogica, non è conveniente ne corretto indicare univocamente l'età alla quale verificare la tenuta all'acqua ed al gelo.

In pratica, considerando due o tre dosaggi in legante, interessa riconoscere il periodo di maturazione necessario perché le miscele acquisiscano sufficiente stabilità, ciò che può dedursi facilmente dall'osservazione della variazione della resistenza meccanica con il periodo di maturazione (x = 28 giorni è generalmente sufficiente per la stabilità all'acqua; mentre, per la tenuta al gelo è necessario considerare un periodo di maturazione più ampio, anche di x = 90 giorni).

Modalità di esecuzione dei lavori

I processi di fabbricazione delle miscele debbono avvenire preferibilmente nei luoghi di estrazione (scavi di trincea o cave di prestito). Il trattamento nei luoghi d'impiego non comporta particolari problemi per lo strato destinato a rimanere direttamente a contatto con il terreno naturale (strato inferiore delle bonifiche dei piani di appoggio dei rilevati e dei sottofondi di trincea), mentre nella formazione di rilevati bisogna curare attentamente che l'intero spessore sia stato interessato dal processo di stabilizzazione.

Il trattamento prevede in genere le seguenti fasi operative:

- *scasso del terreno con appositi aratri o scarificatrici, per tutto lo spessore da trattare (generalmente non superiore a 30 cm);*

[4] Indice CBR determinato subito dopo il confezionamento dei provini, senza preventiva immersione in acqua, compattando le miscele ad energia prossima a quella dell'AASHO standard, secondo la norma SN 670320b (5 strati, 12 colpi per strato, pestello del peso di 4,54 Kg, altezza di caduta 45,7 cm.).

- *frantumazione delle zolle con erpici a disco oppure con frese (pulvimixer), per rendere la superficie sufficientemente regolare, prima dello spandimento della calce;*
- *eventuale apporto d'acqua, se è necessario aumentare l'umidità della terra;*
- *spandimento del legante in polvere mediante adatte macchine spanditrici. Tale operazione deve essere effettuata esclusivamente su quella porzione di terreno che si prevede di trattare entro la giornata lavorativa; si deve impedire a qualsiasi mezzo, eccetto che a quelli adibiti alla miscelazione, di attraversare la porzione di terreno sulla quale è stato steso il legante, fino a quando questo non sia stato completamente miscelato; inoltre, le spanditrici debbono essere munite di un sistema di dosaggio asservito alla velocità di avanzamento. Il quantitativo di calce necessario al trattamento dell'intero strato, deve essere distribuito in maniera uniforme sulla superficie, prevedendo che ad ogni passaggio della spanditrice non debba essere distribuito più del 2% in peso rispetto alla massa di terra da trattare;*
- *miscelazione della terra con macchine ad albero orizzontale rotante (pulvimixer), ovvero con erpici a dischi, che permettano una miscelazione omogenea del legante e del terreno sullo spessore considerato.*

Il numero di passate dipende dalla natura del terreno trattato e dal suo grado di umidità. Si deve garantire un sufficiente sbriciolamento della terra, fino ad ottenere una colorazione uniforme ed una dimensione massima delle zolle non superiore a 40 mm per le bonifiche dei piani di appoggio dei rilevati, di 30 mm per gli strati di rilevato e di 20 mm per gli strati di sottofondo. Inoltre, nel caso di miscele per strati di rilevato si deve verificare che l'80% del terreno, ad esclusione delle porzioni lapidee, risulti passante al setaccio con apertura di 4,76 mm.

Il materiale trattato deve essere compattato evitando attese che, se prolungate, portano ad un decadimento delle prestazioni meccaniche a medio e lungo termine delle miscele. Di conseguenza, è vietato all'Impresa di porre in essere, nell'organizzazione dei lavori, attese superiori alle sei ore tra l'ultimazione della miscelazione e l'avvio del costipamento. Le miscele che abbiano subito attese prolungata debbono essere allontanate a cura e spese dell'Impresa.

Per gli strati di sottofondo la stesa del materiale deve essere effettuata soltanto mediante motolivellatrici.

Per la compattazione si devono utilizzare rulli a piedi costipanti o rulli gommati. Il costipamento deve essere spinto fino ad ottenere per il grado di addensamento i livelli indicati in progetto.

Le operazioni di trattamento e di posa in opera della terra stabilizzata debbono essere effettuate in condizioni meteorologiche tali da evitare rapide variazioni del contenuto di acqua del terreni naturale e delle miscele terra calce. Le operazioni vanno sospese se la temperatura ambiente scende sotto i 7 °C.

Controlli di esecuzione

In corso d'opera il controllo del dosaggio in calce viene effettuato valutando la quantità in peso di legante raccolta entro teli di superficie nota, stesi sull'area da trattare, nonché verificando mediante aste metalliche lo spessore dello strato interessato dal trattamento. La verifica del dosaggio deve essere effettuata per ciascuno strato nella misura di una presa per ogni 300 m^3 di miscela.

La bontà della miscelazione e la dimensione massima della zolle è valutata mediante setacciatura a secco, mentre l'omogenea ripartizione del legante nella massa trattata mediante l'esame della colorazione delle miscele e, eventualmente, mediante misure di pH su campioni prelevati nella massa dello strato, a differenti profondità.
Le misure di pH per il controllo del dosaggio in calce sono effettuate con frequenza di una prova ogni 1.000 m^3 di materiale trattato.
L'ubicazione dei prelievi e delle prove è scelta ad insindacabile giudizio della Direzione dei Lavori.
Il controllo del costipamento degli strati finiti, realizzato mediante misure di densità come sopra specificato, deve rispettare le frequenze previste nella Tabella 1.10 per gli strati di rilevato e per quelli di sottofondo. Sugli strati finiti possono essere effettuati a discrezione della Direzione dei Lavori prove con piastra per valutare il modulo di deformazione Md. In tale caso, i valori di riferimento debbono essere quelli stabiliti nel corso delle prove preliminari di campo, tenuto conto della destinazione dello strato e della stagionatura (età) delle miscele.

Dal momento l'intera sovrastruttura stradale verrà realizzata mediante l'impiego di misti granulari non legati che a seconda della profondità presenteranno pezzature variabili passando da una pezzatura di dimensioni maggiori negli strati più profondi per poi diminuire all'avvicinarsi dell'estradosso della pavimentazione stradale, al fine di garantire sufficienti valori di aderenza da parte dei mezzi di cantiere nei tratti della viabilità interna caratterizzati da pendenze superiori al 10% sarà necessario prevedere opportuni interventi sulla superficie i quali vengono di seguito brevemente descritti come trattamenti bituminosi a freddo.

8.3 Trattamenti superficiali di depolverizzazione a freddo

(il presente testo è stato estratto da uno studio a carattere pre-normativo redatto dal CIRS – Centro Sperimentale Interuniversitario di ricerca stradale in merito a "Norme tecniche di tipo prestazionale per capitolati speciali d'appalto")

I trattamenti superficiali di depolverizzazione a freddo vengono realizzati su pavimentazioni in misto granulare non legato caratteristiche di strade a basso volume di traffico. Essi hanno lo scopo di migliorare la regolarità, l'aderenza e l'impermeabilità superficiale e normalmente sono realizzati in alternativa ai manti di usura tradizionali in conglomerato bituminoso.

Il trattamento prevede l'impregnazione della pavimentazione esistente seguita da due applicazioni di emulsione bituminosa saturata con graniglia.

Il risultato finale realizza un manto intimamente legato alla superficie trattata, con caratteristiche di plasticità tali da seguire senza danno eventuali assestamenti del sottofondo.

7.3.1 – MATERIALI COSTITUENTI E LORO QUALIFICAZIONE

Legante *Per la realizzazione dell'impregnazione, deve essere utilizzata una emulsione bituminosa cationica a rottura media caratterizzata dai requisiti di accettazione indicati in Tabella 7.3.1.*

Tabella 7.3.1

Indicatore di qualità	Normativa	Unità di misura	ECM 55
Polarità	CNR 99/84		positiva
Contenuto di acqua % peso	CNR 101/84	%	45±2
Contenuto di bitume+flussante	CNR 100/84	%	55±2
Flussante (%)	CNR 100/84	%	≤ 8
Viscosità Engler a 20 °C	CNR 102/84	°E	≤ 5
Sedimentazione a 5 g	CNR 124/88	%	< 5
Residuo bituminoso			
Penetrazione a 25 °C	CNR 24/71	dmm	≥ 200
Punto di rammollimento	CNR 35/73	°C	≥ 20

Per la seconda e terza applicazione, deve essere previsto l'impiego di una emulsione bituminosa cationica a rottura rapida caratterizzata dai requisiti di accettazione indicati in Tabella 7.3.2. è ammesso l'uso di emulsioni con diversa % di legante purché siano rispettati i requisiti del bitume residuo indicati in Tabella 7.3.2 ed i relativi dosaggi.

Tabella 7.3.2

Indicatore di qualità	Normativa	Unità di misura	ECR 65
Polarità	CNR 99/84		positiva
Contenuto di acqua % peso	CNR 101/84	%	35±2
Contenuto di bitume+flussante	CNR 100/84	%	65±2
Flussante (%)	CNR 100/84	%	≤ 4
Viscosità Engler a 20 °C	CNR 102/84	°E	≥ 15
Sedimentazione a 5 g	CNR 124/88	%	≤ 8
Residuo bituminoso			
Penetrazione a 25 °C	CNR 24/71	dmm	≤ 180
Punto di rammollimento	CNR 35/73	°C	≥ 40

Ai fini dell'accettazione, prima dell'inizio dei lavori, l'Impresa è tenuta a predisporre la qualificazione del prodotto tramite certificazione attestante i requisiti indicati. Tale certificazione sarà rilasciata dal produttore o da un Laboratorio riconosciuto dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

Aggregati *Gli aggregati devono essere puliti, esenti da parti fini (< 1 mm) o da materiali estranei.*

Sono costituiti da pietrischetti e graniglie ottenuti dalla frantumazione di rocce lapidee, raggruppabili in classi d/D la cui granulometria deve rientrare nei limiti indicati in Tabella 7.3.3.

Tabella 7.3.3

classificazione CNR	classe "d/D" (mm)	% trattenuto "D"	% passante "d"	% passante 0.5 mm	% passante 0.05 mm
pietrischetto	12/18	≤ 10 (°)	≤ 10 (°)	≤ 0.5	≤ 0.05
pietrischetto	8/12				
graniglia	4/8				

In accordo cona la norma CNR 139/92 le dimensioni d,D sono riferite alle aperture di setacci a maglie quadre
(°) la somma della frazioni % maggiore di "D" e minore di "d" deve comunque essere inferiori al 15%

Per gli aggregati è consentito l'impiego, in alternativa a quelle riportate in Tabella 7.3.3, di classi diverse purché di dimensioni prossime fermi restando i criteri che fissano i requisiti granulometrici di accettazione.

Le caratteristiche fisiche, geometriche e meccaniche devono essere tali da garantire discreta resistenza all'urto e all'abrasione, secondo le specifiche riportate in Tabella 7.3.4.

Tabella 7.3.4

Caratteristiche aggregati lapidei	normativa di riferimento	requisito
Los Angeles (*)	CNR 34/73	≤ 30
Micro Deval umida (*)	CNR 109/85	≤ 25
CLA	CNR 140/92	≥ 37
Spogliamento	CNR 138/92	0
Sensibilità al gelo (°)	CNR 80/80	≤ 20
Indice di appiattimento	CNR 95/84	≤ 25

(*) Uno dei due valori dei coeff. Los Angeles e Micro Deval Umida può risultare maggiore (fino a due punti) rispetto al limite indicato, purché la loro somma risulti inferiore o uguale alla somma dei valori limite indicati.
(°) in zone considerate soggette a gelo

Dosaggi *Per la realizzazione dei trattamenti superficiali di depolverizzazione a freddo i dosaggi orientativi di graniglia e di emulsione bituminosa per unità di superficie sono riportati in Tabella 7.3.5. 4.6*

Tabella 7.3.5

Tipo di trattamento		Aggregati classe "d/D"	Aggregati dosaggio (litri/m²)	emulsione dosaggio (Kg/m²)
I° strato (impregnazione)	granigliatura	12/18	14.0 ÷ 15.0	
	prima mano			3.00 (ECM 55)
	granigliatura	12/18	9.0 ÷ 10.0	
II° strato	seconda mano			1.50 (ECR 65)
	granigliatura	8/12	9.0 ÷ 10.0	
III° strato	terza mano			1.50 (ECR 65)
	granigliatura	4/8	6.0 ÷ 7.0	

Per la formazione del II° e III° strato, i quantitativi indicati in Tabella 7.3.5 potranno essere variati dalla Direzione Lavori, senza che l'Impresa possa avanzare richieste di maggiori compensi, in funzione dello spessore medio dello strato considerato desunto dalle caratteristiche di appiattimento degli aggregati impiegati. Tale dosaggio deve inoltre tenere conto del volume di traffico previsto (± 15% con incrementi al diminuire del numero di veicoli), del clima (± 10% con aumenti per le zone più fredde).

Ai fini dell'accettazione dei materiali, prima dell'inizio dei lavori, l'Impresa è tenuta a predisporre la qualificazione del trattamento superficiale tramite certificazione attestante i requisiti indicati.

7.3.2 – ATTREZZATURE DI CANTIERE

Per l'esecuzione dei trattamenti superficiali di depolverizzazione a freddo, l'attrezzatura essenziale di cantiere è costituita dai mezzi meccanici elencati di seguito:

- autobotte dotata di barra spruzzatrice: deve consentire l'umidificazione con acqua dello strato di fondazione in misto granulare secondo i dosaggi stabiliti dalla Direzione Lavori.

- motospazzatrice: deve essere di tipo semovente tale da garantire la rotazione e la perfetta funzionalità delle spazzole (non metalliche);

- cisterna spruzzatrice: deve essere di tipo semovente con dispositivo autonomo di riscaldamento e munita di pompa per l'alimentazione della rampa di spruzzaggio del legante. Quest'ultima deve assicurare l'uniforme distribuzione (sia in senso longitudinale che trasversale) del legante sulla superficie stradale secondo la quantità prestabilita, con accurato controllo del dosaggio;

- spandigraniglia: è costituita, nel più semplice dei casi da un sistema di ripartizione a pettine montato sulla parte terminale posteriore del cassone a ribaltamento idraulico di un autocarro. Lo spandigraniglia può essere anche rimorchiato con altezza dei pettini

tale da risultare molto vicini a terra (max 30 cm.). In ogni caso la granigliatrice deve essere in grado di assicurare la distribuzione degli aggregati in maniera uniforme e continua secondo le quantità di pietrischetto o graniglie prestabilite;

- Rulli: possono essere metallici e/o gommati. Il tipo a ruote multiple gommate con battistrada liscio deve essere in grado di esercitare una pressione non inferiore a 0.6 N/mm^2. I rulli metallici devono essere vibranti e dotati di cilindri rivestiti di gomma allo scopo di evitare lo schiacciamento del granulato.

In alternativa alla cisterna spruzzatrice e allo spandigraniglia, é raccomandato l'utilizzo di apposite macchine polivalenti in grado di effettuare simultaneamente la stesa dell'emulsione bituminosa e della graniglia favorendo un migliore rivestimento dei granuli da parte del legante.

Tutte le attrezzature devono essere perfettamente efficienti e funzionanti con caratteristiche meccaniche, dimensioni e produzioni approvate preventivamente dalla Direzione Lavori.

7.3.4 – POSA IN OPERA

L'esecuzione del trattamento non deve essere effettuata se la temperatura superficiale della pavimentazione risulta inferiore a 10°C, se la temperatura dell'aria è minore di 10 °C, in caso di pioggia oppure di piano di posa eccessivamente umido e/o con ristagni di acqua.

I° strato
(impregnazione)
L'esecuzione del trattamento prevede inizialmente la stesa di pietrischetto di pezzatura 12/18 e successiva umidificazione del piano di posa con autobotte dotata di barra spruzzatrice; successivamente si applica la prima mano di emulsione bituminosa al 55 % di legante con apposita autocisterna spanditrice dotata di impianto di riscaldamento autonomo, di barra di spruzzatura automatica a larghezza regolabile e di tutte le strumentazioni per il controllo del dosaggio durante la stesa.

La cisterna spruzzatrice deve inoltre assicurare ovunque l'uniformità di dosaggio. Eventuali giunti longitudinali non devono essere ubicati nelle zone della carreggiata più battute dalle ruote dei veicoli. La larghezza della striscia deve essere compatibile con la larghezza copribile con un passaggio di spandigraniglia il quale deve seguire la spruzzatrice ad una distanza massima di 40 m per l'applicazione del pietrischetto 12/18 mm secondo i dosaggi stabiliti.

La realizzazione del primo strato si conclude con una rullatura che anch'essa a non più di 40 m dallo spandigraniglia eseguendo un numero di passate di norma non inferiore a 5 con una velocità di 2÷3 Km/h per le prime tre e di 8÷10 Km/h per le rimanenti.

II° e III°

Per l'esecuzione del secondo strato è prevista l'applicazione di emulsione bituminosa al 65 % di legante a cui segue l'applicazione della graniglia di saturazione 8/12 secondo i dosaggi stabiliti; il terzo ed ultimo strato si realizza in modo analogo prevedendo l'utilizzo come aggregati di ricoprimento di una graniglia 4/8.

L'applicazione della seconda e terza stesa di legante non deve causare sovrapposizioni dei "giunti" longitudinali di spruzzatura. I granulati di rigetto dal bordo della prima banda di stesa devono essere eliminati prima della spruzzatura della banda adiacente.

Al termine dell'esecuzione del trattamento, deve essere effettuata una rullatura analoga a quella descritta per la compattazione del primo strato eseguendo un numero di passate di norma non inferiore a 5 con una velocità di 2÷3 Km/h per le prime tre e di 8÷10 Km/h per le rimanenti.

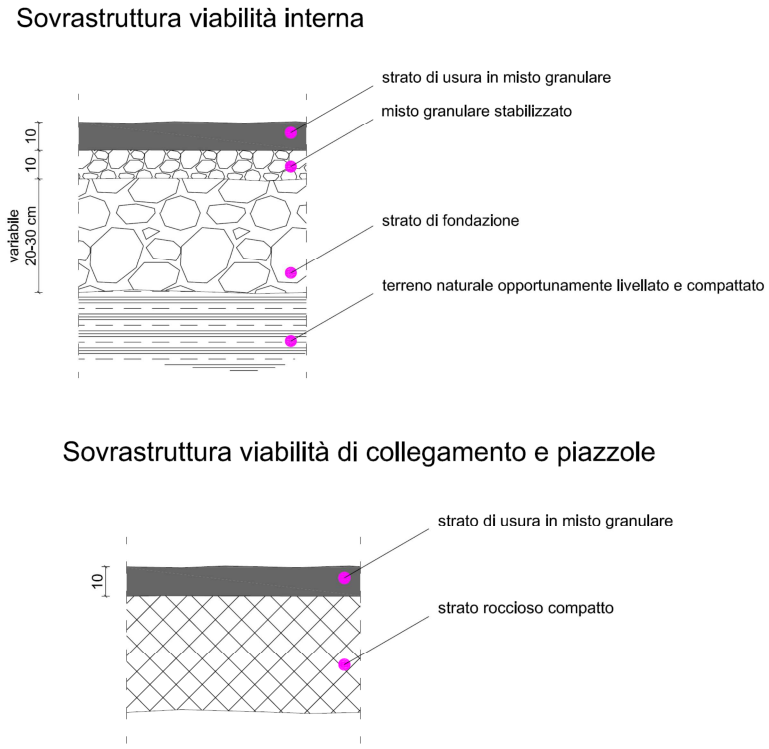


Immagine 24 – Schematizzazione sovrastruttura stradale viabilità interna, viabilità di collegamento e piazzole

Una corretta progettazione della sovrastruttura e una verifica della sovrastruttura caratterizzante la viabilità esistente deve necessariamente prendere in considerazione il numero di veicoli che andranno ad interessare la viabilità interna del parco eolico. Nella seguente tabella si effettua una stima preliminare dei flussi di traffico secondo le indicazioni fornite dal produttore degli aerogeneratori; rispetto all'elenco di mezzi

determinato in precedenza, in questo caso si sono presi in considerazione unicamente i principali mezzi di cantiere al fine di rendere più semplice la valutazione dell'analisi della sovrastruttura stradale sia per il fatto che alcuni dei mezzi riportati risultano essere delle vere e proprie macchine da cantiere il cui transito sulla viabilità esistente risulta essere limitato al solo raggiungimento e allontanamento dall'area di cantiere.

Tabella 27– Stima numero transiti mezzi di cantiere

Mezzo	carico / asse [t/asse]	numero transiti singolo max	numero aerogeneratori	numero transiti
Autobetoniere	12	150	2	300
Mezzi per il trasporto del ferro d'armatura	12	10	2	20
Autogru	12	6	2	12
Semovente	12	16	2	32
Mezzi per il trasporto di altri componenti	12	6	2	12
Mezzi per lo smaltimento materiale in esubero	12			460
Mezzi movimentazione terreno interni al sito	12			9000

Ipotizzando per semplicità una durata del cantiere di 250 gg è possibile definire il traffico giornaliero medio che andrà ad interessare la viabilità sia esistente che di cantiere.

Tabella 28 – Stima traffico giornaliero

Mezzo	numero transiti	durata cantiere [gg]	traffico giornaliero [veicoli/giorno]
Autobetoniere	300	250	2.40
Mezzi per il trasporto del ferro d'armatura	20	250	0.16
Autogru	12	250	0.10
Semovente	32	250	0.26
Mezzi per il trasporto di altri componenti	12	250	0.10
Mezzi per lo smaltimento materiale in esubero	460	250	3.68
Mezzi movimentazione terreno interni al sito	9000	250	72.00

Dall'analisi di traffico preliminare si può notare come il numero di mezzi in transito risulta essere particolarmente ridotto se si considerano i mezzi che dall'esterno accedono al cantiere soprattutto se si considera che l'analisi precedente si basa sull'ipotesi che tutti i mezzi passino attraverso un'unica sezione; in realtà il traffico così definito dovrà essere suddiviso in tre sezioni: viabilità di accesso al sito, viabilità interna e viabilità di collegamento. Solamente il transito dei mezzi destinati allo smaltimento del terreno di scavo in esubero determinano un impatto non trascurabile sulla viabilità in quanto ipotizzando di suddividere circa 4 veicoli/giorno per le tre sezioni di impianto si avrebbe un passaggio di questi mezzi ogni ora il quale, risulta essere decisamente inferiore al tempo necessario da parte dei mezzi di cantiere per percorrere i quasi 2 chilometri della viabilità interna per cui l'eventuale intersezione tra un mezzo in ascesa e un messo in discesa potrà essere gestita attraverso lo sfruttamento delle aree di cantiere opportunamente dislocate lungo la viabilità interna.

Si passa ora all'analisi delle opera accessorie all'impianto quali sono i sistemi di raccolta delle acque meteoriche da prevedere lungo la viabilità di cantiere e all'interno delle piazzole al fine di garantire un adeguato smaltimento delle acque meteoriche.

8.4 Opere idrauliche accessorie

Con il termine di opere idrauliche accessorie si intendono, all'interno delle presenti integrazioni progettuali, tutte le opere di ingegneria naturalistica atte a garantire un adeguato smaltimento delle acque meteoriche in modo tale da evitare fenomeni erosivi delle varie sovrastrutture e scarpate. In particolare verranno analizzate le *canalette in terra rivegetata*, le *canalette in legno* di di convogliamento delle acque meteoriche lungo le scarpate di riporto ed infine le *canalette in tavolate* impiegate come traversa taglia acqua. Il testo seguente è stato estratto per alcune parti dal documento *"Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di ingegneria naturalistica – Regione Piemonte".*

Le cabalette in terra vengono impiegate nei casi in cui le pendenze e le velocità di deflusso delle acque risultino essere modeste; queste canalette vengono realizzate mediante l'esecuzione di uno scavo avente sagoma trapezoidale con successiva disposizione di opportuni geosintetici antierosivi a protezione dello scavo stesso. Le canalette previste per le presenti integrazioni progettuali risultano essere in terra inerite impermeabilizzate mediante rivestimento con geomembrane in polietilene ad alta densità (HPDE). Nella realizzazione di queste opere tutte le superfici di scavo e di

raccordo con il terreno circostante verranno opportunamente protette e stabilizzate mediante l'impiego di geodeti mentre le superfici interessate dal deflusso dell'acqua verranno ulteriormente rivestite mediante l'impiego di teli di teli in polietilene ad alta densità. La pendenza ottimale per l'impiego di queste canalette risulta essere compresa tra il 2% e il 10%.

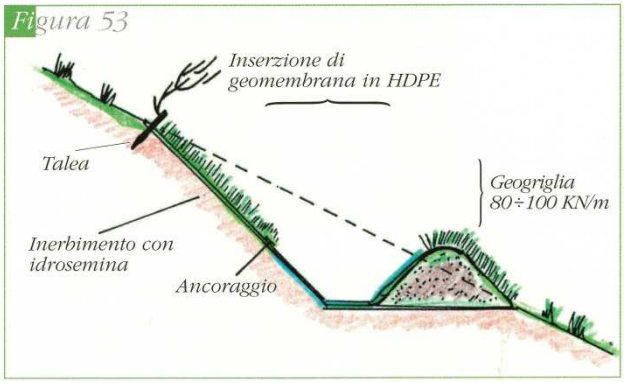


Immagine 25 – Figura 53 tratta dal testo "Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di ingegneria naturalistica" – Regione Piemonte

Di seguito si descrivono brevemente le fasi di realizzazione di una canaletta in terra:

1) *scavo per la formazione del fosso a scarpa con una inclinazione delle pareti di circa 40°; le pareti e il fondo dovranno risultare lisce e prive di asperità;*
2) *posa del telo impermeabile in HPDE sulle superfici dello scavo; successivamente può essere posizionato uno strato di paglia di spessore medio di 5 cm;*
3) *sovrapposizione di rete in fibra naturale risvoltata e ammorsata nel terreno sui due lati per almeno 25 cm, con successivo ricoprimento dei risvolti con terra;*
4) *ancoraggio dei rivestimenti con i picchetti in tondini di ferro ad "U" del diametro di 10 mm ad aderenza migliorata;*
5) *eventuale stesura sul fondo della canaletta di uno strato di inerte di pezzatura variabile, ma maggiore di 5 cm di diametro, previa aspersione di una miscela bituminosa instabile, atta a garantire l'adesione della rete allo strato di paglia triturata;*
6) *semina di miscuglio erbaceo sulle superfici di raccordo, e completamento delle operazioni di rivegetazione mediante posa di materiale vegetale arbustivo e/o arboreo ad elevata capacità vegetativa (talee a chido, piantine).*

Lungo la viabilità interna al sito e ai margini delle piazzole definitive verranno predisposte opportune canalette in tavolate di legno avente la funzione di raccogliere e smaltire le acque provenienti da altri sistemi di drenaggio (quali possono essere la pavimentazione stradale oppure la superficie piana delle piazzole).

Le tavolette in legname devono essere realizzate con elementi di legname stagionato e durabile (ad esempio larice o castagno) avente spessore minimo di 5 cm. L'assemblaggio della struttura, costituita da più tratti anche sovrapposti nelle sezioni terminali, deve essere tale da evitare qualsiasi soluzione di continuità, assicurando in questo modo l'allontanamento di tutte le acque convogliate nella rete di scolo. A tal fine risultano essenziali le modalità di collegamento tra i vari elementi, che potranno essere realizzate attraverso chiodatura o graffatura metallica, nonché quelle di ancoraggio al suolo della struttura stessa, da eseguirsi sia con picchetti metallici che eventualmente lignei.



Immagine 26 – Canalette in legno; Figura a/55 tratta dal testo "Interventi di sistemazione del territorio con tecniche di ingegneria naturalistica" – Regione Piemonte

Si riporta di seguito il dimensionamento idraulico preliminare delle opere idrauliche accessorie.

8.4.1 Dimensionamento della rete di smaltimento delle acque meteoriche

Il dimensionamento della rete di smaltimento avviene in accordo con i seguenti criteri idrologici e idraulici:

- Stima della portata al colmo in una sezione significativa della rete di smaltimento delle acque;
- Verifica idraulica della sezione delle canalette di raccolta delle acque longitudinali e trasversali.

8.4.2 Stima delle portate al colmo

La stima delle portate al colmo corrispondenti a un determinato tempo di ritorno Tr è determinata con l'ausilio del metodo cinematico o di corrivazione. Tale metodo utilizza la seguente relazione:

$$Q = c \cdot i_t \cdot A_b$$

In cui Q indica la portata al colmo, c è il coefficiente di deflusso del bacino di riferimento, i_t è l'intensità della precipitazione per un determinato tempo di ritorno e riferita al tempo di corrivazione dell'area in esame, A_b è la superficie del bacino.

8.4.3 Individuazione del bacino

Le canalette trasversali all'asse stradale hanno un passo medio di 20 m. Di conseguenza, l'area di raccolta delle acque meteoriche di competenza per ciascuna canaletta è pari al prodotto tra il passo medio e lo sviluppo del bacino idrografico a monte dell'infrastruttura. La condizione più gravosa, al fine della verifica idraulica, si presenta nella zona di viabilità prossima all'aerogeneratore nr. 1 (sez. A*/80 – A*/85, in cui le pendenze longitudinali sono lievi (prossime al 2%). In tale zona, lo sviluppo del bacino di raccolta delle acque meteoriche è di circa 85 m. Ne consegue che l'ampiezza del bacino idrografico è pari a 1700 m^2.

8.4.4 Calcolo del tempo di corrivazione e dell'intensità di pioggia

L'intensità di pioggia è definita come il rapporto tra l'altezza di pioggia intesa corrispondente al tempo di corrivazione del bacino in esame e il tempo di corrivazione t_c. Quest'ultimo è definito come:

$$t_c = t_a + t_r$$

con t_a *:* tempo di avvio delle condizioni di deflusso superficiale, ipotizzato in 1 minuto;
t_r *:* tempo di rete. Esso è stimato come rapporto tra la lunghezza del punto più lontano e la velocità di deflusso, che si assume in prima approssimazione pari a v = 1 m/s. Il tempo di rete risulta quindi pari a L/v.

L'altezza di pioggia intensa è espressa analiticamente dalle curve di possibilità pluviometrica ($h = a\ t^n$). espresse in funzione dei tempi di ritorno dell'evento intenso.

L'autorità di bacino del fiume Po ha modellato il territorio di competenza, fornendo i parametri caratteristici (a, n) delle equazioni delle curve di possibilità pluviometrica. L'area in esame ricade nella cella BZ141 del modello. I parametri e le piogge di progetto per un'assegnata durata, sono riassunti nella tabella sottostante:

***Tabella 29 -** Altezze di pioggia per un assegnato tempo di durata*

Cella BZ141		**Altezze pioggia (mm)**							
		Tr=20		**Tr=100**		**Tr=200**		**Tr=500**	
Tempo durata		**a**	**n**	**a**	**n**	**a**	**n**	**a**	**n**
h	min	51.94	0.455	66.45	0.458	72.73	0.458	80.97	0.459
0.083	5	16.8		21.3		23.3		25.9	
0.25	15	27.6		35.2		38.5		42.9	
0.5	30	37.9		48.4		52.9		58.9	
1	60	51.9		66.5		72.7		81.0	
2	120	71.2		91.3		99.9		111.3	
3	180	85.6		109.9		120.3		134.1	
6	360	117.4		151.0		165.2		184.3	
12	720	160.9		207.4		227.0		253.3	
24	1440	220.5		284.9		311.8		348.2	
48	2880	302.3		391.3		428.3		478.6	

I dimensionamenti delle opere di rete saranno eseguiti considerando un tempo di ritorno pari a 20 anni.

8.4.5 Stima del coefficiente di deflusso

Il coefficiente di deflusso è un parametro adimensionale funzione del fattore di trattenuta del terreno del bacino in esame e del fattore di laminazione del bacino stesso. Quest'ultimo dipende dalla capacità di invaso della superficie del bacino. Numerosi studi disponibili in letteratura hanno fornito valori di coefficiente di deflusso stimati in relazione alla dimensione dei bacini, alla posizione degli stessi e alla tipologia di suolo.

Nel seguente caso i bacini di interesse presentano dimensioni ridotte e sono caratterizzati da terreni di medio – alta pendenza. Si è dunque provveduto ad assegnare un coefficiente di deflusso *c* pari a 0.35 come raccomandato dallo studio dell' *American Society of Civil Engineers* e da *Pollution Control Federation*, con riferimento a suoli argillosi a pendenza elevata (tabella 3).

Tabella 10 -Coefficienti di deflusso raccomandati da American Society of Civil Engineers e da Pollution Control Federation

Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.

8.4.6 Stima della portata al colmo

Nella tabella sottostante è riassunta la stima della portata al colmo in prossimità della canaletta in esame.

Tabella 31 - Stima della portata al colmo

	A*/80 – A*/85

ta (h)	0.017
L (m)	85
tr (h)	0.024
tc (h)	0.041
itr20 (mm/h)	299
A (mq)	1700
c (-)	0.35
Qtr20 (mc/s)	**0.049**

8.4.7 Verifica idraulica della canaletta longitudinale

La verifica idraulica della canaletta longitudinale avviene considerando le condizioni di moto uniforme delle acque raccolte in condizioni di portata al colmo, con tempo di ritorno di 20 anni. Assumendo un coefficiente di scabrezza di Manning *n* pari a 0.03 (condotti in terra) e un'altezza di moto uniforme pari a h_{unif}, la portata di deflusso nel tratto di canale è:

$$Q = c \cdot A \cdot \sqrt{R_i \cdot p}$$

Si ipotizza la realizzazione di una canaletta longitudinale trapezia, con larghezza complessiva pari a 50 cm, altezza complessiva di 25 cm e base di 20 cm. Nel calcolo di verifica si ipotizza un' altezza di moto uniforme di 20 cm e una pendenza longitudinale del 2%. In tali condizioni si ottengono i seguenti risultati:

A, area di deflusso, corrispondente a un'altezza di moto uniforme h_u nel condotto = 0.064 mq;

R_i raggio idraulico = 0.093 m;

c= $1/n \cdot R^{1/6}$ coef. di scabrezza = 19.33;

p, pendenza del tratto di rete = 2%.

Q portata smaltita dalla sezione =0.054 mc/s.

Il valore di portata calcolato risulta superiore alla portata al colmo, pari a 0.049 mc/s, pertanto la sezione risulta verificata.

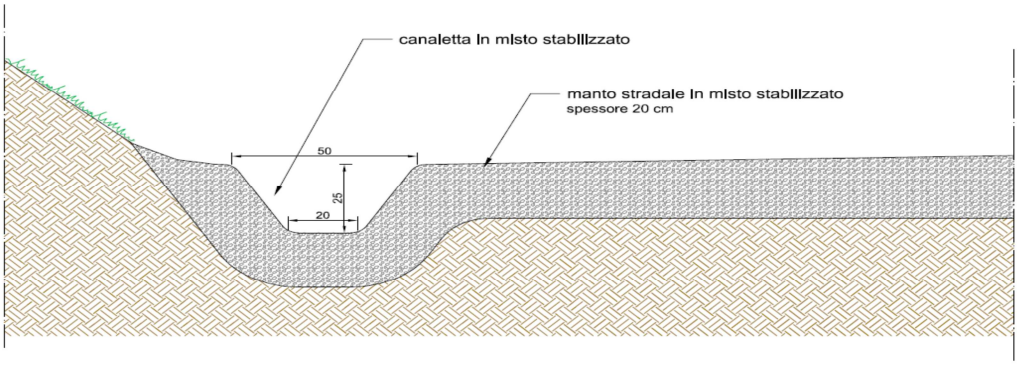


Immagine 27 - Sezione tipo di una canaletta longitudinale

8.4.8 Verifica idraulica della canaletta trasversale

La verifica idraulica della canaletta trasversale avviene considerando le condizioni di moto uniforme delle acque raccolte in condizioni di portata al colmo, con tempo di ritorno di 20 anni. Assumendo un coefficiente di scabrezza di Manning *n* pari a 0.03 (condotti in terra) e un'altezza di moto uniforme pari a h_{unif}, la portata di deflusso nel tratto di canale è:

$$Q = c \cdot A \cdot \sqrt{R_i \cdot p}$$

Si ipotizza la realizzazione di una canaletta trasversale a sezione rettangolare, con larghezza complessiva pari a 35 cm e altezza complessiva di 40 cm. Nel calcolo di verifica si ipotizza un' altezza di moto uniforme di 35 cm e una pendenza trasversale minima del 2%. In tali condizioni si ottengono i seguenti risultati:

A, area di deflusso, corrispondente a un'altezza di moto uniforme h_u nel condotto = 0.1225 mq;

R_i raggio idraulico = 0.117 m;

c= $1/n \cdot R^{1/6}$ coef. di scabrezza = 23.3;

p, pendenza del tratto di rete = 2%.

Q portata smaltita dalla sezione =0.138 mc/s.

Il valore di portata calcolato risulta superiore alla portata al colmo, pari a 0.049 mc/s, pertanto la sezione risulta verificata.

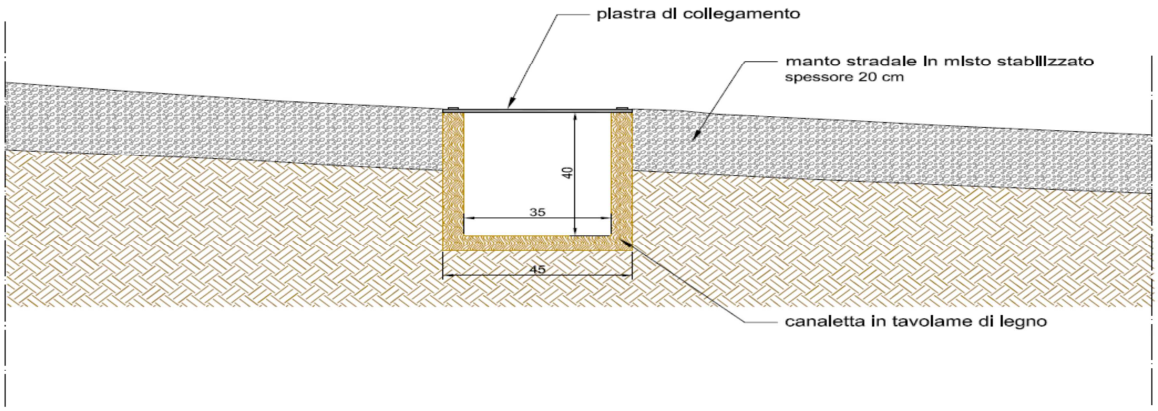


Immagine 28 - Sezione tipo di una canaletta trasversale

9.0 CONCLUSIONI

Tutte le soluzioni progettuali precedentemente definite nascono dalla collaborazione di tutti i soggetti rientranti nell'ambito del progetto al fine di ottenere il miglior compromesso tecnico-ambiantale-strutturale; a livello tecnico si sono determinate le soluzioni progettuali compatibili con le esigenze tecniche richieste per la funzionalità della realizzazione e gestione operativa del parco; definita la soluzione si è verificata la sua compatibilità ambientale cercando di migliorare nei settori più impattanti e

andando a modificare alcuni elementi progettuali particolarmente gravosi per poi passare alla definizione della componente strutturale atta a garantire sia durante le fasi di cantiere che durante la vita utile dell'opera le opportune condizioni di sicurezza.